



PROYECTO DE GRADO HIDRÁULICA –AMBIENTAL

CURSO 2013

DISEÑO DE LA NUEVA PLANTA DE
TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE DE
DURAZNO

MEMORIA DESCRIPTIVA
Julio 2014

Tutores

Ing. Danilo Ríos
Ing. Daniel Schenzer
Ing. Julieta López

Grupo de trabajo

Daiana Cirelli
Oscar Muñoz

AGRADECIMIENTOS

Queremos agradecer en primer lugar a nuestros tutores, Ing. Danilo Ríos, Ing. Julieta López e Ing. Daniel Schenzer, por sus contribuciones en el presente trabajo.

En segundo lugar al personal de OSE:

- Ing. Laura Yelpe, por aportarnos la información necesaria para la elaboración del proyecto, brindarnos su tiempo y transmitirnos su experiencia.
- Ing. Carlos Sanabria (Jefe Técnico De Durazno) y José Luis Grun (Jefe de Tratamiento de la Planta de agua potable de Durazno) por su colaboración y apoyo en todas las consultas realizadas, relevamientos de campo e información requerida. Al igual que el propio personal de la planta potabilizadora por su tiempo y experiencia transmitida.
- Daniel Luaces (Jefe de Tratamiento de Planta Laguna del Cisne), por recibirnos en una visita a la planta y exponer sobre el funcionamiento de la misma, básicamente en lo referido al sistema de tratamiento de lodos.
- Ing. José Abefase e Ing. Mercedes Vizca por colaborar con información técnica y de operación de plantas y apoyarnos ante cualquier consulta.

Especial agradecimiento a Facundo, quien ha colaborado activamente en la confección de planos, sin cuyo aporte no hubiera sido posible la presentación de éste trabajo.

En tercer, lugar a nuestras gerencias que nos brindaron un gran apoyo en este camino que hemos recorrido durante todo un año.

Y por último, agradecer enormemente a nuestras familias por el sustento incondicional de todos estos años.

INDICE

1.	PRESENTACIÓN	12
1.1	INTRODUCCIÓN	12
1.2	PROPUESTA ORIGINAL DE PROYECTO – AGOSTO 2013	13
1.3	OBJETIVOS DEL PROYECTO	15
2.	ESTUDIOS PREVIOS	16
2.1	DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	16
2.2	ÁREA DE PROYECTO	20
3.	DESCRIPCIÓN DE LAS INSTALACIONES EXISTENTES Y OPERACIÓN ACTUAL DEL SISTEMA DE POTABILIZACIÓN	22
3.1	TOMA DE AGUA BRUTA	23
3.2	ESTACION DE BOMBEO DE BAJA	25
3.3	TUBERÍA DE IMPULSIÓN DE BAJA	27
3.4	PLANTA POTABILIZADORA	30
3.4.1	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA	31
3.4.2	UPAS	40
3.4.3	LABORATORIO	42
3.4.4	CONTROL Y AUTOMATISMO	43
3.4.5	LODOS	44
3.5	ESTACIÓN DE BOMBEO DE ALTA	45
4.	ESTUDIO DE PROYECCIÓN DE POBLACIÓN	47
4.1	DATOS HISTÓRICOS	47
4.2	APLICACIÓN DE MÉTODOS DE PROYECCIÓN	49
4.3	PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN TOTAL	52
4.3.4	Comparación de los resultados con la Proyección del INE	54
5.	CÁLCULO DE LA DEMANDA	58
5.1	CÁLCULO DEMANDA ACTUAL	58
5.2	PROYECCIÓN DE LA DEMANDA	61
5.2.1	Determinación de la demanda futura	63
5.3	DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE PICO K1	65
5.3.1	Coeficiente de Pico Máximo Diario K1	65
6.	CANTIDAD Y CALIDAD DE AGUA	67
7.	AGUA BRUTA	68
7.1	TURBIEDAD	69
7.2	ALCALINIDAD	70
7.3	PH	71
7.4	CALIDAD BACTERIOLÓGICA E HIDROBIOLÓGICA	72
8.	AGUA FILTRADA	73

8.1	TURBIEDAD	74
8.2	ALCALINIDAD Y PH	76
9.	PRODUCTOS QUÍMICOS	78
9.1	POLIELECTROLITO	78
9.2	SULFATO DE ALUMINIO	79
9.3	CAL	81
10.	HIPÓTESIS ASUMIDAS PARA EL DISEÑO	82
10.1	UBICACIÓN	82
10.2	OBRA DE TOMA	83
10.3	IMPULSIÓN DE AGUA BRUTA	83
10.4	FUENTE DE AGUA	83
10.4.1	Características	84
11.	DISEÑO DE LA NUEVA PLANTA DE TRATAMIENTO	87
11.1	ASPECTOS GENERALES	87
11.1.1	Objetivo principal del diseño	87
11.1.2	Ubicación	87
11.1.3	Caudal de diseño y tiempo de funcionamiento	87
11.2	DISEÑO CONCEPTUAL	89
11.2.1	Tipo de tratamiento	89
11.2.2	Diagrama de Flujo de la línea de agua	91
11.2.3	Diagrama de Flujo de la línea de lodos	92
11.3	TRATAMIENTO AGUA POTABLE	93
11.3.1	Pre-Oxidación	93
11.3.2	Pre-Alcalinización	100
11.3.3	Coagulación y mezcla rápida	102
11.3.4	Floculación	109
11.3.5	Sedimentación	118
11.3.6	Filtración	133
11.3.7	Adsorción	144
11.3.8	Post-Alcalinización	153
11.3.9	Desinfección	154
11.3.10	Equipos de bombeo de alta	165
11.4	SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LODOS	171
11.4.1	Tanque de amortiguación de agua de lavado de filtros	172
11.4.2	Sedimentador de flujo laminar	174
11.4.3	Tanque pulmón de lodos	182
11.4.4	Espesador de lodos	184
11.4.5	Deshidratación mediante filtro de bandas	187
11.5	OTRAS INSTALACIONES	192

11.5.1	Locales	192
11.5.2	Instalaciones Sanitarias	194
11.5.3	Sendas de Tránsito	195
11.6	DISPOSITIVOS DE MEDICIÓN	196
12.	REREFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	197
14.	ANEXOS	198
14.1	ANEXO 1-PLANO DE MENSURA	199
14.2	ANEXO 2- PLANIALTIMETRIA	200
14.3	ANEXO 3 - AGUA POTABLE	201
14.4	ANEXO 4-ÁREAS IDENTIFICADAS	202
14.5	ANEXO 5-SECCIONES Y SEGMENTOS CENSALES	203
14.6	ANEXO 6-AREAS INUNDABLES	204
14.7	ANEXO 7- MAPA DE RIESGO	205
14.8	ANEXO 8-UBICACIÓN DE RELLENO SANITARIO	206
15.	ANEXO CATÁLOGOS	207

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Plano de ubicación del departamento de Durazno	17
Figura 2: Plano ciudad de Durazno	19
Figura 3: Vista aérea de la ciudad de Durazno y Santa Bernardina	19
Figura 4: Principales instalaciones del sistema de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Durazno y Santa Bernardina	22
Figura 5: Esquema de ubicación de la toma sobre Rio Yi-Extracto del Plano 7198 de 1949 del MOP.	23
Figura 6: Esquema de la toma sobre Rio Yi-Extracto del Plano 1625 de 1929 del MOP.	24
Figura 7: Esquema reja y enrocado de la toma sobre Rio Yi-Extracto del Plano 1625 de 1929 del MOP.	24
Figura 8: Esquema en corte del pozo de bombeo Rio Yi-Extracto del Plano 20635 de 1974 de O.S.E	25
Figura 9: Esquema en planta del pozo de bombeo Rio Yi-Extracto del Plano 20635 de 1974 de O.S.E.	26
Figura 10: Tuberías y bombas de impulsión.	27
Figura 11: Estructura de toma y aductor.	28
Figura 13: Unidades de Potabilización.	29
Figura 12: Llegada de agua bruta a planta de tratamiento-fin tuberías de impulsión de baja	29
Figura 14 : Unidades de Potabilización vista frontal.	30
Figura 15: Tuberías de llegada de agua bruta y canal de entrada.	32
Figura 16: Vertedero triangular, puntos de aplicación de coagulante y polielectrolito.	33
Figura 17: Floculadores tipo COX de flujo helicoidal.	34
Figura 18: Diseño anterior de la salida de los sedimentadores	36
Figura 19: Salida de los sedimentadores con las nuevas canaletas de recolección instaladas	37
Figura 20: Filtros de arena	38
Figura 21: Sistema automático de cloración	39
Figura 22: UPAS 2000 instaladas como apoyo a planta de Durazno	40
Figura 23: Laboratorio de la usina.	42
Figura 24: Vista del sistema SCADA y monitoreo del nivel del tanque de distribución (fuera del sistema SCADA).	43
Figura 25: Turbidímetro y caudalímetro.	43
Figura 26: Depósito de agua clara.	45
Figura 27: Sala de bombeo y tablero eléctrico	45
Figura 28: Sala de bombeo	46
Figura 29: Diagrama de coagulación de Amirtharajah-Mills	80
Figura 30: Ubicación de nuevo predio, toma de agua y tubería de impulsión.	82
Figura 31: Cuencas hidrográficas del Uruguay	84
Figura 32: Esquema de generación de dióxido de cloro	97
Figura 33: Tanques de acopio de productos químicos	98
Figura 34: Esquema en corte y en planta de un medidor Parshall	102
Figura 35: Tabla de parámetros k y n para el cálculo del caudal circulante en un medidor Parshall	103
Figura 36: Canaleta perforada-punto de aplicación del coagulante	106
Figura 37: Imagen se dispositivo de aplicación del coagulante en el canal Parshall (fuente Ing Arboleda Valencia)	106
Figura 38: Ejemplo de compuerta para colocar en el pasaje.	110
Figura 39: Paletas de eje vertical para floculador mecánico.	111
Figura 40: Valores del G y G*T para las 2 etapas de floculación-Fin de Proyecto	113
Figura 41: Valores del G y G*T para las 2 etapas de floculación-Inicio de Proyecto	113
Figura 42: Esquema de unidad de sedimentación con las diferentes zonas indicadas.	119
Figura 43: Esquema de canal de agua floculada	121

Figura 44	126
Figura 45: Zona de recolección de agua sedimentada.	128
Figura 46: Descarga libre de canaleta de recolección con vertederos a los lados.	129
Figura 47: Arreglo típico de fondo Leopold con bloques especiales para aire y agua.	140
Figura 48: Curva característica CAG.	150
Figura 49: Dimensiones de la canaleta de recolección.	150
Figura 50: Valores de dosis requeridos para inactivación de patógenos guide_LT2- UVGuidance – USEPA2006	154
Figura 51: Reactor UV Quadron 3000 de la firma XYLEM	155
Figura 52: Dimensiones del reactor QUADRON 3000	156
Figura 53: Consumo de cloro y cantidad de cilindros de 68 kg necesarios para la cloración	157
Figura 54: Difusor de cloro para insertar en la tubería de agua filtrada	158
Figura 55: Tamaños de difusor en función de la tubería de solución de cloro	159
Figura 56: Tanque de contacto.	161
Figura 57: Corte del Tanque de Agua Clara-Ventilaciones	163
Figura 58: Esquema de conexiones de Desborde y Desagüe del Tanque de Agua Clara	164
Figura 59: Disposición de bombas y cabezales de succión e impulsión	166
Figura 60: Bomba centrífuga	167
Figura 61: Esquema de instalación sugerido.	167
Figura 62: Cono reductor excéntrico	168
Figura 63: Instalación tipo de bomba elevadora	168
Figura 64	168
Figura 65	176
Figura 66: Zona de recolección de agua sedimentada.	178
Figura 67: Descarga libre de canaleta de recolección con vertederos a los lados.	178
Figura 68: Bomba de cavidad progresiva.	186
Figura 69: Bombas de cavidad progresiva instaladas en régimen 1+1	186
Figura 70: Esquema de filtro de banda.	187
Figura 71: Curva de la bomba preseleccionada	190

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Características de bombeo de baja	26
Tabla 2: Dimensiones del canal de agua bruta.	32
Tabla 3: Dimensiones canal hacia floculadores.	34
Tabla 4: Dimensiones floculador tipo COX.	34
Tabla 5.....	35
Tabla 6: Dimensiones para sedimentadores convencionales de flujo horizontal	36
Tabla 7: Dimensiones de unidades de sedimentación.....	37
Tabla 8: Dimensiones para filtros rápidos.	38
Tabla 9: Dimensiones de UPA	40
Tabla 10: Datos censales para la ciudad de Durazno. INE	47
Tabla 11: Datos censales para la ciudad de Durazno por sección censal. INE.....	48
Tabla 12: Constante Ka según base elegida en años censales.....	51
Tabla 13: Constante Kg según base elegida en años censales.....	52
Tabla 14: Proyección de la población en la base elegida.....	53
Tabla 15: Estimación de porcentaje.....	55
Tabla 16: Estimación de la población para el año 2025.....	55
Tabla 17: Comparación de la población para el año 2025.....	56
Tabla 18: Cuadro de balance de agua (medidas en miles de m ³).	58
Tabla 19: Determinación de la demanda actual	59
Tabla 20: Estudio de Dotación media	62
Tabla 21: Demanda para el periodo de previsión.....	64
Tabla 22: Partes diarios.....	65
Tabla 23: Consumos máximos y mínimos.....	65
Tabla 24.....	66
Tabla 25: Volumen filtrado medio y caudal horario medio mensual	67
Tabla 26: Valores medios de parámetros de Agua Bruta	68
Tabla 27: Valores de parámetros de agua bruta obtenidos del Laboratorio de O.S.E	68
Tabla 28: Parametros bacteriologicos	72
Tabla 29: Parametros hidrobiologicos	72
Tabla 30: Valores medios de parámetros de Agua Tratada.....	73
Tabla 31: Valores medios de dosis de productos químicos aplicados (Mayo 2006-marzo 2010).....	78
Tabla 32: Tabla de parámetros de Agua Bruta	84
Tabla 33: Promedios generales de parámetros de Agua Bruta	85
Tabla 34: Resultados de análisis de agua del río Yi.....	86
Tabla 35: % Pérdidas	88
Tabla 36: Características PURATE	95
Tabla 37: Características Acido Sulfúrico	95
Tabla 38: Esquema de funcionamiento del generador de ClO ₂ de la marca AKSO NOVEL	96
Tabla 39: Consumo de Ácido sulfúrico y Purate para el caudal de fin de proyecto	98
Tabla 40: Características Carbonato de sodio.	100
Tabla 41: Características de la bomba.	101
Tabla 42.....	101
Tabla 43: Dimensiones estándar de Medidor Parshall	102
Tabla 44: Recomendaciones para G y T	103
Tabla 45: Valores de G y T para distintos escenarios de Proyecto y condiciones ambientales.....	103
Tabla 46: Dimensiones canal de agua coagulada.	104
Tabla 47: Características del Sulfato de aluminio.	104

Tabla 48: Dosis de Sulfato de Aluminio actuales	104
Tabla 49: Consumo de sulfato de aluminio.	105
Tabla 50 : Características de la bomba	107
Tabla 51: %Carrera.....	107
Tabla 52: Rango de dosis.	108
Tabla 53: Dimensiones de cámara de floculación.	110
Tabla 54: Valores de G y NC para distintas temperaturas a Fin de Proyecto	111
Tabla 55: Valores de G y NC para distintas temperaturas a Inicio de Proyecto	112
Tabla 56: Verificación de valores de G en pasajes.....	115
Tabla 57: Características de Polielectrolito.....	116
Tabla 58: Curva característica.....	117
Tabla 59: Características de la bomba.	117
Tabla 60: Dimensiones canal de agua floculada.	120
Tabla 61.....	120
Tabla 62: Coeficientes para canales.....	122
Tabla 63.....	125
Tabla 64: Dimensiones sedimentador	126
Tabla 65: Características de los módulos.....	126
Tabla 66: Otros parámetros de diseño	126
Tabla 67: Caudal por metro lineal de vertedero-Referencias.....	127
Tabla 68: Determinación distancia entre canaletas.	128
Tabla 69: Dimensionado de canaleta de recolección.	129
Tabla 70: Dimensiones de vertederos triangulares.	129
Tabla 71: Altura total de la canaleta de recolección.	129
Tabla 72: Parámetros de cálculo de S.	130
Tabla 73: Calculo de pérdida de carga en compuertas de ingreso	134
Tabla 74: Dimensiones de filtros.....	134
Tabla 75: Características de los materiales de la bicapa del manto filtrante.	136
Tabla 76: Características del manto soporte.	137
Tabla 77: Dimensiones de la canaleta de recolección.	140
Tabla 78: Caudal de lavado por canaleta y ho.	141
Tabla 79: Niveles relevantes en el filtro.....	142
Tabla 80: Calculo de pérdida de carga en compuertas de ingreso	145
Tabla 81: Dimensiones de filtros de CAG.....	146
Tabla 82: Características del CAG del manto filtrante.	147
Tabla 83: Características del manto soporte.	148
Tabla 84: Caudal de lavado por canaleta y ho.	151
Tabla 85: Niveles relevantes en el filtro.....	152
Tabla 86: Pérdidas de carga producida por equipo UV QUADRON 3000	156
Tabla 87: Recomendaciones del CEPIS-cantidad de cilindros de cloro según la capacidad requerida .	158
Tabla 88: Valores de CxT necesarios para inactivación de Giardia y Virus con cloro	159
Tabla 89: Caudal de solución clorada según caudal de la planta.....	160
Tabla 90: Dimensiones del Tanque de Contacto	161
Tabla 91: Volumen del tanque para cumplir requisitos de inactivación	162
Tabla 92: Cálculo del CxT para el tanque diseñado	162
Tabla 93: Niveles de agua en el Tanque de Agua Clara	164
Tabla 94.....	169
Tabla 95: Curva H-Q de la bomba seleccionada KSB 125/200 A.....	170
Tabla 96: Dimensiones del tanque de amortiguación.	172
Tabla 97.....	175

Tabla 98: Dimensiones sedimentador	175
Tabla 99: Características de los módulos.....	176
Tabla 100: Otros parámetros de diseño	176
Tabla 101.....	177
Tabla 102: Determinación distancia entre canaletas.	178
Tabla 103: Dimensionado de canaleta de recolección.	179
Tabla 104: Dimensiones de vertederos triangulares.	179
Tabla 105: Altura total de la canaleta de recolección.	179
Tabla 106: Purgas diarias de lodos en unidades de sedimentación	182
Tabla 107: Volumen tanque pulmón	182
Tabla 108: Dimensiones tanque pulmón	182
Tabla 109: Dimensiones del espesador.	184
Tabla 110: parámetros de diseño.	185
Tabla 111: Características de la bomba	190
Tabla 112: % carrera	190
Tabla 113: Características del lavado.....	191
Tabla 114: Estimación de caudales en la planta.	194

INDICE DE PLANOS

Plano Nº 0:	Plano de la ciudad de Durazno
Plano Nº 1:	Planta Potabilizadora - Planta General
Plano Nº 2:	Planta potabilizadora - Línea de Agua y Línea de lodos.
Plano Nº 3:	Planta Potabilizadora - Perfil Hidráulico
Plano Nº 4:	Planta Potabilizadora - Circulaciones
Plano Nº 5:	Planta Potabilizadora-Corte Transversal
Plano Nº 6:	Planta Potabilizadora – Corte Longitudinal
Plano Nº 7:	Planta Potabilizadora- Sedimentador: corte y planta
Plano Nº 8:	Planta Potabilizadora -Filtros de Lecho Mixto: corte y planta
Plano Nº 9:	Planta Potabilizadora -Filtros CAG: corte y planta.
Plano Nº 10:	Planta Potabilizadora -Tanque de agua: corte y planta
Plano Nº 11:	Tratamiento de Lodos – Sedimentador: Corte y Planta / Espesador: Corte y Planta
Plano Nº 12:	Sistema General de desagües

1. PRESENTACIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

El presente trabajo fue elaborado en el marco de la asignatura de grado Proyecto Hidráulica – Ambiental de la carrera Ingeniería Civil perfil Hidráulica-Ambiental de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República.

El objetivo principal del mismo, es el diseño de la nueva planta de tratamiento de agua potable que abastecerá a la ciudad de Durazno y la localidad de Santa Bernardina, logrando satisfacer las necesidades de consumo al final del periodo previsto como horizonte de proyecto para el año 2040.

En la elaboración del mismo se asumieron diferentes hipótesis que permitieron cumplir con el principal objetivo propuesto para este proyecto.

El motivo por el cual es necesario el diseño de la nueva planta es fundamentalmente la necesidad de OSE de contar con una planta de tratamiento fuera del área inundable, de forma que no se vea afectado el suministro de agua potable a la población ante un evento extremo de inundación.

Un evento de esas características sucedió en mayo de 2007 cuando la crecida del Río Yí dejó fuera de servicio la planta y por consiguiente sin abastecimiento directo a la población de la ciudad, debiendo recurrirse al abastecimiento de emergencia mediante camiones cisterna de agua potable, dicho evento extremo de crecida del Río Yí es el de mayor magnitud conocido para esa ciudad en toda su historia, superior incluso a las inundaciones del año 1959.

Los lineamientos seguidos para la elaboración del presente trabajo fueron acordados en el mes de agosto de 2013 con los respectivos tutores en la Propuesta de Proyecto H-A, la cual se adjunta en el punto 1.2 de esta memoria.

1.2 PROPUESTA ORIGINAL DE PROYECTO – AGOSTO 2013

A continuación se expone la propuesta presentada y aprobada a la Comisión de Proyecto de la carrera de Ingeniería Civil –Perfil Hidráulica Ambiental:

Título: “Diseño de Planta de Tratamiento de Agua Potable para la ciudad de Durazno”

Lineamientos Generales del Proyecto:

- Estudios Previos
 - a. Proyección de población
 - b. Recabar datos censales de población. Estimación de la población para el final del periodo de previsión.
 - c. Cálculo de la demanda actual y al final del periodo de previsión
 - d. Determinación de los coeficientes pico máximo
 - e. Cobertura
- Descripción de instalaciones existentes y operación actual del sistema de potabilización
 - a. Descripción General del Sistema
 - b. Características de las Unidades
 - i. Toma de agua bruta
 - ii. Instalaciones de Tratamiento:
 - 1. Mezcla Rápida y Coagulación
 - 2. Floculación
 - 3. Sedimentación
 - 4. Filtración
 - 5. Desinfección
- Proyecto de Nueva Planta de Tratamiento de Agua Potable
 - c. Diseño General del Sistema
 - d. Características de las Unidades
 - i. Toma de agua bruta
 - ii. Sistema de impulsión de Baja
 - iii. Instalaciones de Tratamiento:
 - 1. Mezcla Rápida y Coagulación
 - 2. Floculación

- 3. Sedimentación
- 4. Filtración
- 5. Desinfección
- iv. Sistema de impulsión de Alta

El foco del Proyecto será el diseño de la nueva planta de tratamiento de agua potable.

Tutores: Ing. Danilo Ríos, Ing. Daniel Schenzer, Ing. Julieta López.

Grupo de trabajo: Daiana Cirelli, Oscar Muñoz.

1.3 OBJETIVOS DEL PROYECTO

El principal objetivo de este proyecto se basa en el diseño de la nueva planta de tratamiento de agua potable en su nuevo punto de implantación, que dará solución al grave problema de las inundaciones que presenta la ciudad bajo circunstancias de eventos extremos, como los registrados durante la inundación extraordinaria ocurrida durante el año 2007. Así como a las problemáticas existentes de producción actual y necesidades de abastecimiento emergentes del crecimiento esperado de la población hacia el horizonte del proyecto.

El estudio contiene un análisis técnico a fin de cuantificar las obras y servicios necesarios con un horizonte de planificación al año 2040.

2. ESTUDIOS PREVIOS

2.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

Recostada sobre la margen izquierda del Río Yí afluente del Río Negro, e integrada a un paisaje de singular belleza natural, se encuentra la Ciudad de Durazno, capital del departamento del mismo nombre.

Situada en el centro del país, equidistante de los distintos puntos fronterizos del territorio nacional, esta ubicación de privilegio le otorga un intenso movimiento como punto obligatorio de tránsito a través de las Rutas Nacionales Nº 5 y 14.

La ciudad de Durazno es la capital del departamento del mismo nombre, el cual se encuentra ubicado al sur del Río Negro, en la región centro del país; limita al norte con el departamento de Tacuarembó, al este con el de Cerro Largo, al sureste con el de Treinta y Tres, al sur con el de Florida, al suroeste con el de Flores y al noroeste con el de Río Negro.

Las coordenadas geográficas del departamento de Durazno son Latitud 33°02'34" S – Longitud 56° 01'41" W.

Esta área, como en el resto del país, se encuentra comprendida en la zona templada. Sus características generales aparecen moderadas por la relación de proximidad con el Río de la Plata.

La temperatura media anual es 17º C, con una amplitud térmica diaria (diferencia entre máxima y mínima diaria) entre 10 a 12º C. Las precipitaciones totales en el período de los últimos 5 años son de 1176 mm aproximadamente¹. Es un clima templado subtropical húmedo, moderado y lluvioso, con fuerte concentración estival de la temperatura y de la evaporación.

La Ruta Nacional Nº 5 comunica en dirección sur-norte las ciudades de Montevideo y Rivera encontrándose la Ciudad de Durazno a 185 km de Montevideo, capital de la República Oriental del Uruguay; y la Ruta Nacional Nº 14 de trazado oeste-este ubicándose sobre ella las ciudades de: Mercedes, Trinidad, Durazno, Villa Carmen, Sarandí del Yí y otros pueblos hacia el este del país.

¹ Instrumento de Ordenamiento Territorial-Proyecto de Plan Local de la ciudad de Durazno. Convenio Intendencia Departamental de Durazno-MVOTMA – DINOT. Diciembre 2012.



Los apicultores en su mayoría están distribuidos en toda el área de la seccional, a lo que se agregan 4 salas de extracción de miel.

Los emprendimientos industriales que se desarrollan en el ámbito de aplicación del Plan Local y zonas de influencia directa, registran grandes volúmenes de actividad.

Los que se destacan por su mayor relevancia son: industria frigorífica, industria lanera, viveros y plantaciones forestales, fábrica de palillos, industria láctea, fábrica de raciones, embotelladora de refrescos, molinos y fabricación de harinas, fabricación de ladrillos.

Vinculados a la actividad agrícola, se destaca: varias plantas de silos, polos logísticos, venta de maquinaria agrícola y agroinsumos.

Cabe destacar que Durazno cuenta con el Aeropuerto Internacional de Alternativa de Santa Bernardina, inaugurado en 1977. En la actualidad, con dos pistas de 2000 m cada una, con radio ayudas a nivel internacional con radar operativo, control de radar y servicios 24 horas, con aduana a requerimiento y servicio de bomberos operativo permanente. El mismo está a cargo de la Fuerza Aérea Uruguaya, permitiendo servicios de transporte a necesidad las 24 horas.

La particularidad de la Ciudad de Durazno, al contar con el mencionado Aeropuerto, le permite proyectarse al mundo como una puerta de entrada y salida de producción con mínimos tiempos de transporte entre origen y destino que le proporciona una ventaja comparativa en la región.

El sistema de agua potable que abastece a la ciudad de Durazno, extrae de una toma de agua situada sobre el río Yí aguas arriba de la desembocadura del arroyo Sandú Chico. El recurso en caso de sequía no presenta mayores problemas en cuanto al abastecimiento, en cambio en eventos extremos es la planta potabilizadora la que corre riesgos de inundación con la consiguiente interrupción de sus operaciones. Es así que en la inundación extraordinaria del año 2007, el suministro se vio afectado en toda la Ciudad debiendo el comité de Emergencias activar un plan de contingencia a los efectos de cubrir la demanda de agua potable de la población.

Actualmente, la red de agua potable tiene problemas de abastecimiento en la zona SW de la ciudad, especialmente en épocas estivales, ya que la tendencia de la ciudad es extenderse hacia esa zona².

Se presenta a continuación un plano de la ciudad de Durazno y una imagen aérea de la ciudad y Santa Bernardina.

² Ver Anexo 3: Agua Potable - Instrumento de Ordenamiento Territorial-Proyecto de Plan Local de la ciudad de Durazno. Convenio Intendencia Departamental de Durazno-MVOTMA – DINOT. Diciembre 2012.



Figura 2: Plano ciudad de Durazno

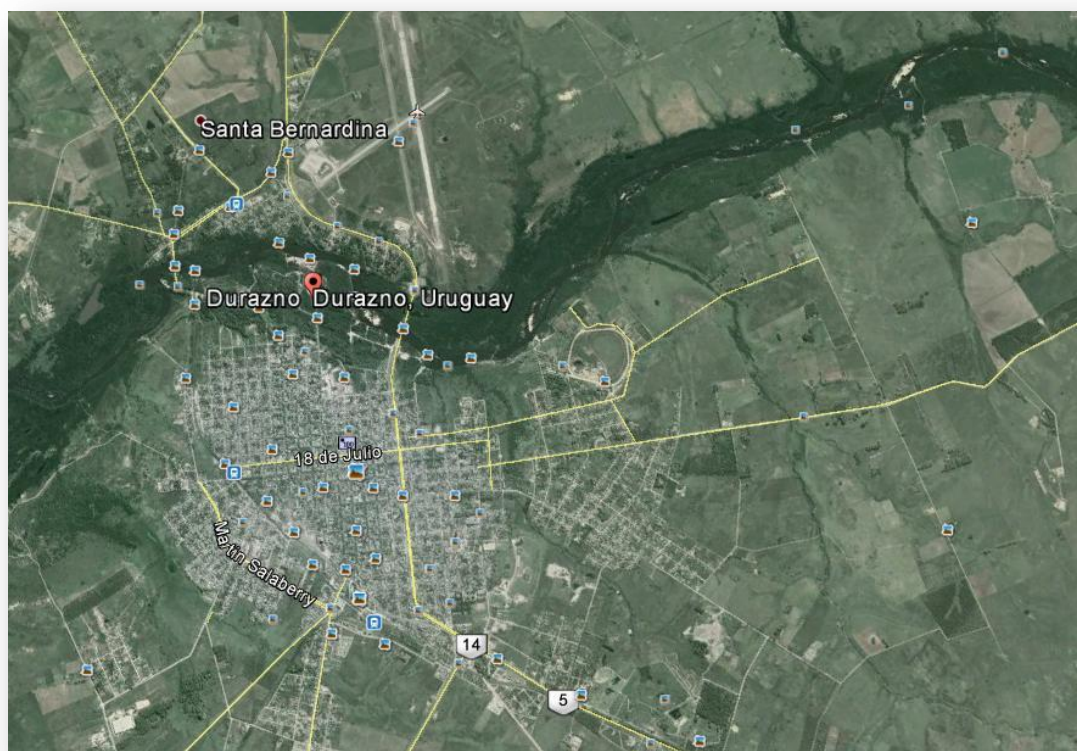


Figura 3: Vista aérea de la ciudad de Durazno y Santa Bernardina

2.2 ÁREA DE PROYECTO

El área de proyecto define el alcance geográfico de los estudios. La misma se utiliza para estimar la población de la ciudad y será la que se considere para la determinación de la capacidad de producción necesaria en la planta potabilizadora.

Se define el área de estudio en base a diferentes factores relevantes, que se tienen en cuenta para la determinación de la misma:

- Instrumento de Ordenamiento Territorial-Proyecto de Plan Local de la ciudad de Durazno. Convenio Intendencia Departamental de Durazno-MVOTMA – DINOT. Diciembre 2012.
- Límites naturales, como ríos, arroyos y cañadas.
- Fotografías aéreas del SGM y disponibles en páginas web.
- Datos de segmentos censales obtenidos del INE del año 2011.
- Sistemas de información de OSE (SGC y SDF) sobre sistema de agua potable existente.
- Información sobre situación actual y pasada de la planta existente.
- Información recopilada en recorridas de campo a la Planta de Tratamiento de Agua Potable existente y al predio elegido para la instalación de la nueva Planta, en compañía del señor supervisor y encargado de tratamiento por parte de OSE.

Hoy el territorio de Durazno ha tenido un cambio significativo, surgiendo nuevos elementos que lo transforman y por tanto modifican lo que lo rodea, como el desarrollo agrícola con implantación de plantas de silos y servicios, plantas frigoríficas, industria lechera, etc. La Ciudad de Durazno es el centro de este desarrollo, gran parte de lo producido atraviesa la ciudad, por lo que en esta surgen necesidades nuevas como estacionamientos, servicios de logística, gomerías, hotelería, gastronomía, etc..

Es así que adquiere un valor significativo la tierra en cualquier parte del territorio, y fundamentalmente en las zonas urbanas, pues la demanda es variada y refuerza la tradicional necesidad residencial y la cercanía a los servicios que existen en dichas zonas.

Como consecuencia de estas transformaciones, se generan diferentes formas de apropiación del territorio con características particulares, marcada fuertemente por la implantación residencial con pocos espacios de carácter público recreativo.

Si bien la ciudad de Durazno y Santa Bernardina ha disminuido su población, se ha extendido hacia la periferia desde el casco histórico de la ciudad.³

El área de proyecto comprende a la ciudad de Durazno y Santa Bernardina, delimitándose a partir de la visita de campo, entrevistas con personal técnico de OSE y con la observación de fotos

³ Ver Anexo 4: Áreas identificadas - Instrumento de Ordenamiento Territorial-Proyecto de Plan Local de la ciudad de Durazno. Convenio Intendencia Departamental de Durazno-MVOTMA – DINOT. Diciembre 2012.

aéreas. Es así que la zona urbanizada definida por la Intendencia de Durazno coincide prácticamente con el área con cobertura de agua potable.

3. DESCRIPCIÓN DE LAS INSTALACIONES EXISTENTES Y OPERACIÓN ACTUAL DEL SISTEMA DE POTABILIZACIÓN

Se realiza a continuación una breve descripción de las instalaciones que conforman el sistema de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Durazno y las localidades incluidas en el mismo.

La descripción se basa fundamentalmente en la información obtenida a través del documento “Instrumento de Ordenamiento Territorial-Proyecto de Plan Local de la ciudad de Durazno. Convenio Intendencia Departamental de Durazno-MVOTMA – DINOT. Diciembre 2012”, datos proporcionados por OSE y de relevamientos realizados durante el estudio del presente proyecto.

En la siguiente figura se muestran las diferentes instalaciones que conforman el sistema de agua potable actual de la ciudad.

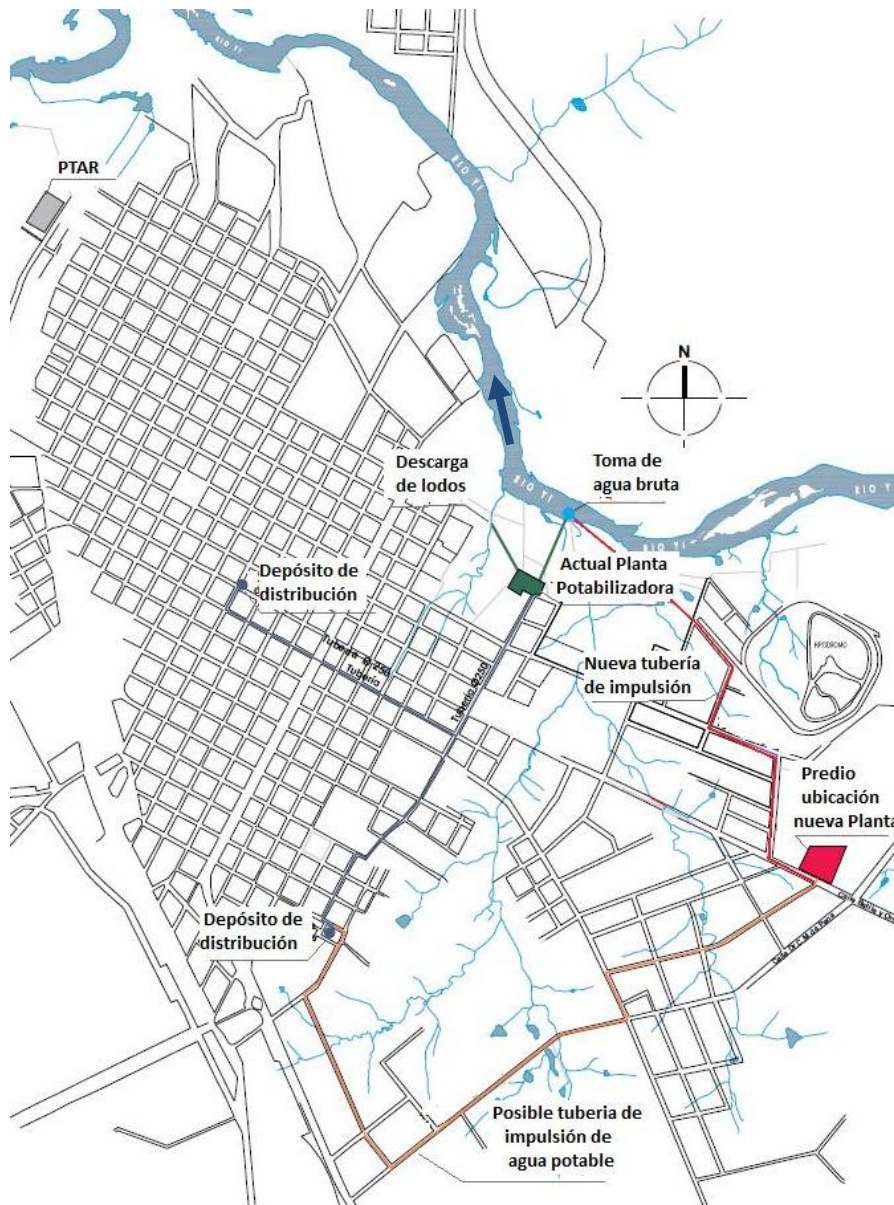


Figura 4: Principales instalaciones del sistema de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Durazno y Santa Bernardina

3.1 TOMA DE AGUA BRUTA

El agua necesaria para abastecer a la Ciudad de Durazno, se extrae de una toma de agua situada sobre el río Yí aguas arriba de la desembocadura del arroyo Sandú Chico, ubicada a una distancia aproximada de 550 m de la planta potabilizadora existente.

A 100 m aguas debajo de la estructura de toma existe una presa cuyo fin es elevar el nivel de agua del río y asegurar la altura de agua a la entrada de la galería que conduce la misma hacia el pozo de bombeo, realizando un previo pasaje por el desarenador destinado a proteger los equipos de bombeo. La estructura de toma es común a la planta de agua convencional y a las 2 unidades UPA instaladas en la planta.

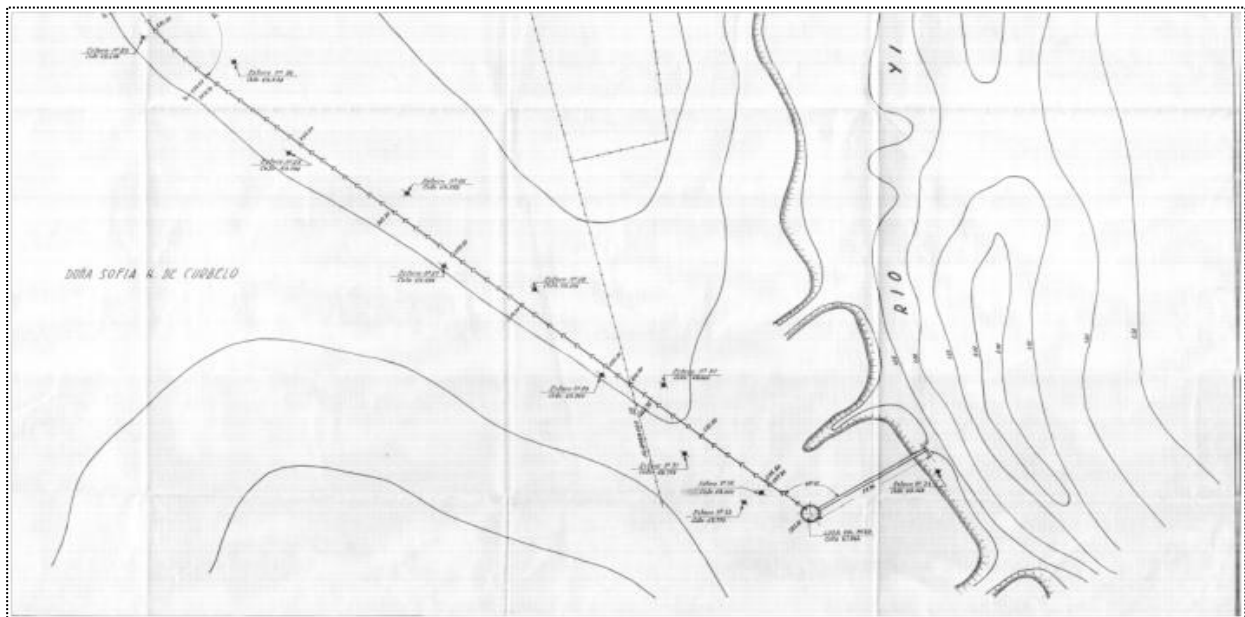


Figura 5: Esquema de ubicación de la toma sobre Río Yí-Extracto del Plano 7198 de 1949 del MOP.

La obra de toma está constituida por una estructura de ingreso de agua desde el río, protegida por enrocado y una reja para retener el pasaje de sólidos groseros. El agua continúa su recorrido por una compuerta tipo esclusa destinada a cerrar el pasaje de agua hacia la galería previa al pozo de bombeo de baja, en aquellos casos en que sea necesario, como por ejemplo casos de mantenimiento de la estructura.

La galería de agua bruta que conduce la misma al pozo de bombeo es de 30,00 m de longitud y está compuesta por 2 tuberías cuya cota de ingreso al mismo es de 61,35 m. Siendo la cota de estiaje del Río Yí es de 62,00 m y la cota del techo del pozo de bombeo es de 66,80 m.

Es importante resaltar que el recurso no presenta mayores problemas en cuanto al abastecimiento en caso de sequía.

En las siguientes figuras, fragmento del plano N° 1625 de la División Saneamiento del M.O.P del año 1929, se puede ver el detalle en corte de la obra de toma original.

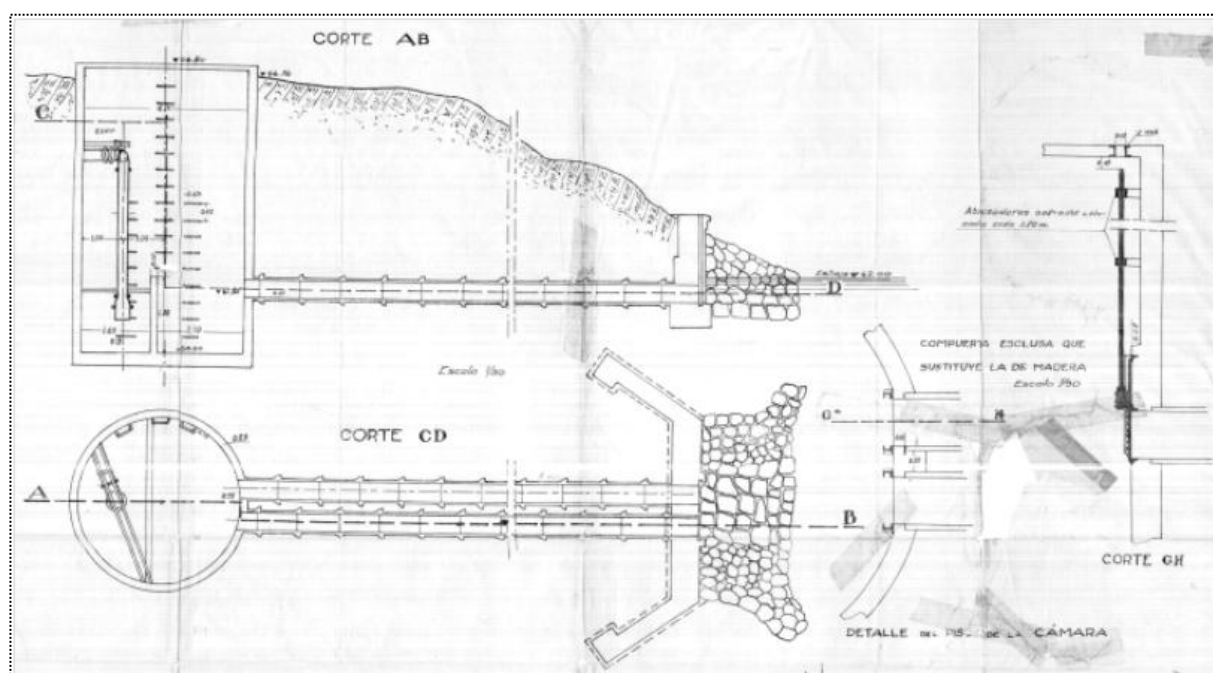


Figura 6: Esquema de la toma sobre Rio Yi-Extracto del Plano 1625 de 1929 del MOP.

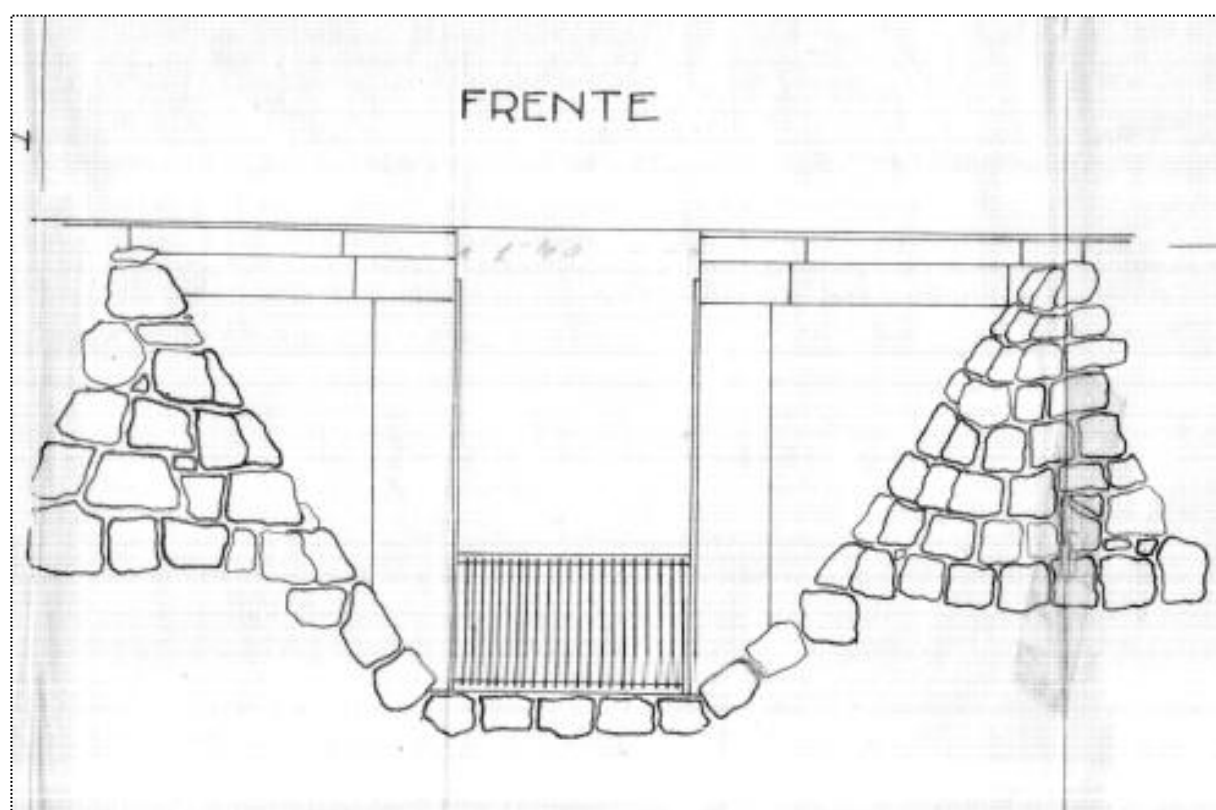


Figura 7: Esquema reja y enrocado de la toma sobre Rio Yi-Extracto del Plano 1625 de 1929 del MOP.

3.2 ESTACION DE BOMBEO DE BAJA

El agua bruta llega al pozo de bombeo a una cota de 61,35 m proveniente de la galería. En su llegada se encuentra con un tabique de aproximadamente 1,80 a 2,00 m de altura cuya función principal es contener arenas y sólidos que no fueron retenidos por la reja, decantando y generando un volumen de sólidos a causa de la existencia del tabique, y por lo tanto, trabajando como desarenador destinado a proteger los equipos de bombeo.

En las siguientes figuras, fragmento del plano N° 20635 de la División Saneamiento del M.O.P del año 1929, se puede ver el detalle de corte y planta del pozo de bombeo.

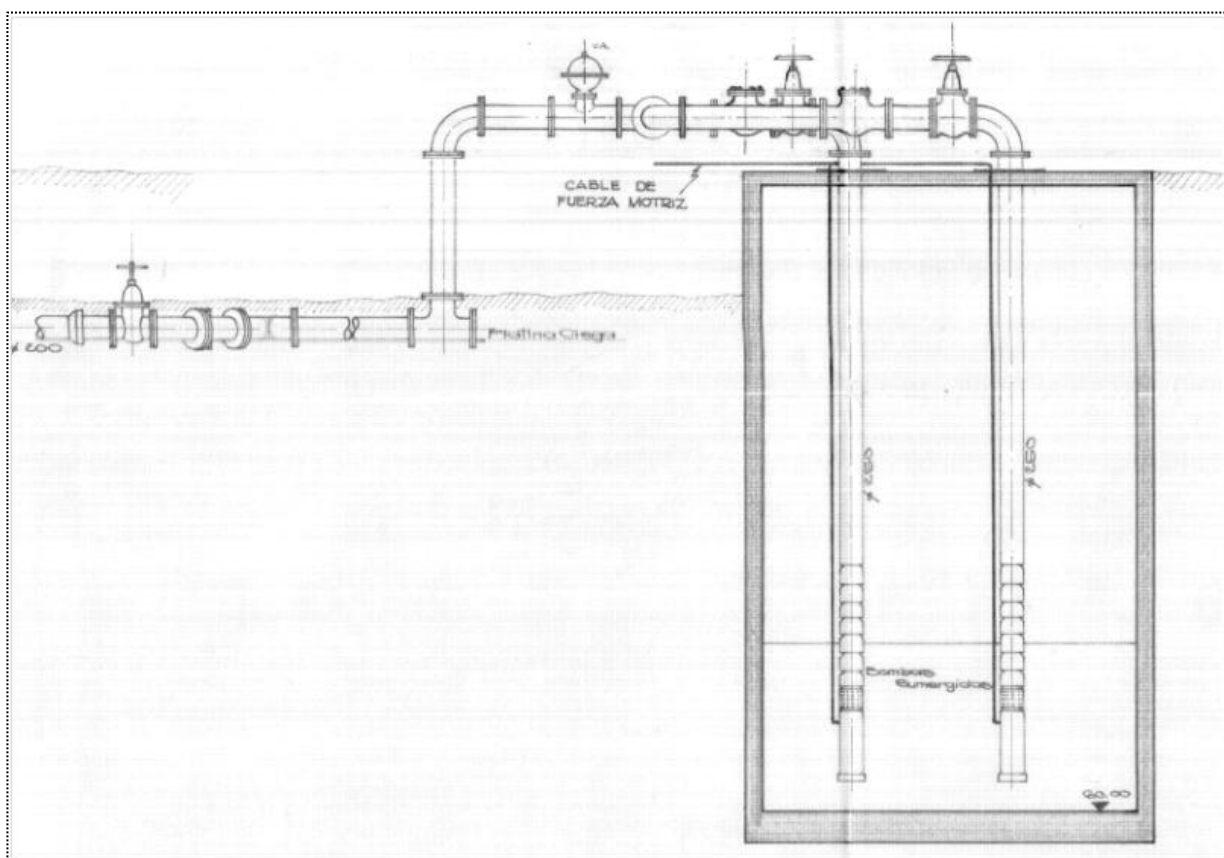


Figura 8: Esquema en corte del pozo de bombeo Rio Yi-Extracto del Plano 20635 de 1974 de O.S.E

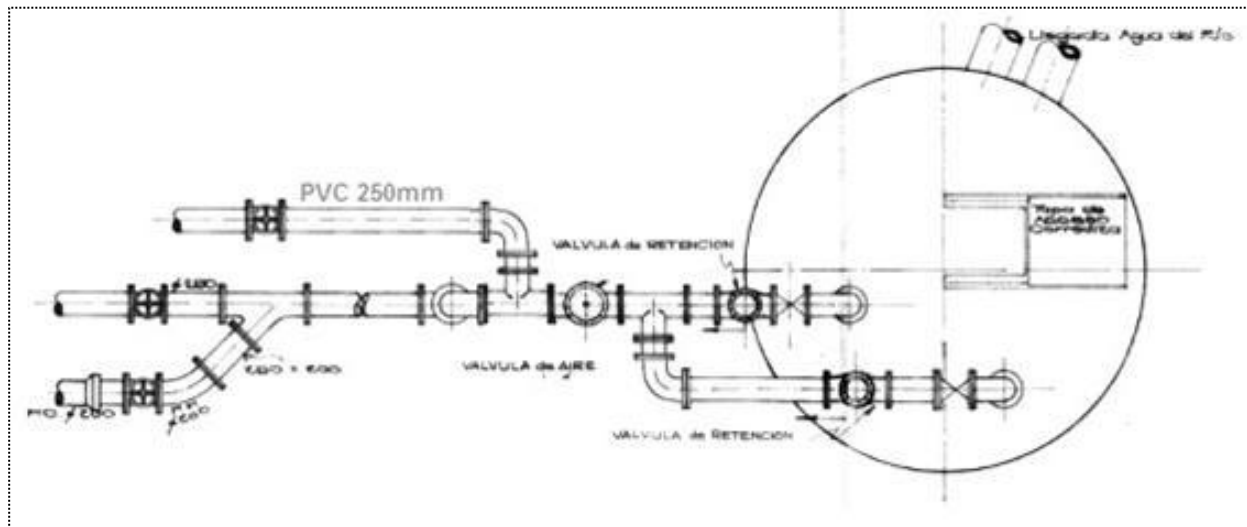


Figura 9: Esquema en planta del pozo de bombeo Rio Yi-Extracto del Plano 20635 de 1974 de O.S.E.

En la actualidad el caudal de bombeo ronda los $300 \text{ m}^3/\text{h}$, siendo en verano el caudal pico de aproximadamente $350 \text{ m}^3/\text{h}$.

En la estación de bombeo de baja se encuentran instaladas dos bombas que funcionan en régimen 1+1 y se operan desde la planta de tratamiento. Las mismas poseen variadores de velocidad para el arranque.

Cada una de las bombas tiene una capacidad de bombeo de $450 \text{ m}^3/\text{h}$ y la cota del techo del pozo de toma es 66,80 m, mientras que el fondo del mismo se encuentra a cota 60,00 m. Por tanto la altura total del mismo es de 6,60 m descontando el espesor de la losa de techo.

Las bombas tienen las siguientes características:

BOMBAS DE BAJA	
Marca	Flygt
Modelo	BS 2250HT
Diámetro de Rotor (mm)	410
Rotaciones (rpm)	1,470
Potencia de motor eléctrico (Kw)	54

Tabla 1: Características de bombeo de baja

La energía eléctrica para las bombas proveedoras se recibe en 6000 V. Para alimentar los equipos se cuenta con un transformador WEG de 6000/380 V de 160 kVA.

3.3 TUBERÍA DE IMPULSIÓN DE BAJA

Las tuberías que conectan la captación con la usina de agua potable y con las dos unidades UPA instaladas, son las denominadas aductoras de agua bruta. Lo hacen bombeando el agua a través del pozo de bombeo mediante 3 tuberías, 2 de ellas en diámetro 200 mm y la restante en 250 mm. La tubería más vieja es HF200 mm, la tubería de 200 mm es de FC y tubería más nueva es de PVC 250 mm.

La longitud de la tubería de impulsión es de 550 m y la diferencia de nivel entre la cota de estiaje del río y la cámara de llegada es de aproximadamente 14 m.



Figura 10: Tuberías y bombas de impulsión.



Figura 11: Estructura de toma y aductoras.

En la figura anterior se puede apreciar la salida del pozo de bombeo de las tuberías de impulsión y además se puede observar la estructura donde se encuentran instalados los equipos eléctricos como el transformador de U.T.E, los variadores de velocidad y los tableros de mando que suministran energía a las bombas.

Dicha estructura soportó las inundaciones del año 2007 sin ser superada por el agua, quedando la misma a 1,0 m por debajo del piso de la estructura.

El control eléctrico de arranque de las bombas se realiza por dos sistemas, uno es con cableado y el otro vía ondas de radio, en oportunidad de ese evento extremo fallaron ambos sistemas, pero hoy en día funciona perfectamente el enlace vía radio, según informa el personal a cargo de la planta de tratamiento.

La llegada del agua bruta a la planta de tratamiento convencional se puede apreciar en la figura a continuación.



Figura 12: Llegada de agua bruta a planta de tratamiento-fin tuberías de impulsión de baja

En la actualidad se encuentran instaladas 2 unidades de tratamiento UPA 2000, las cuales producen en el entorno de $160 \text{ m}^3/\text{h}$, mientras que la planta convencional produce $180 \text{ m}^3/\text{h}$.

En la [Figura 13](#) y [Figura 14](#) se pueden apreciar las unidades potabilizadoras portátiles instaladas a un lado de la planta convencional.



Figura 13: Unidades de Potabilización.



Figura 14 : Unidades de Potabilización vista frontal.

3.4 PLANTA POTABILIZADORA

La usina potabilizadora de la ciudad de Durazno fue inaugurada en el año 1929, es de tipo convencional y actualmente tiene una capacidad de producción media de $340 \text{ m}^3/\text{h}$. Cuenta con instalaciones que permiten las siguientes etapas de tratamiento: coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

La Planta produce y eleva hacia la red de distribución durante las 24 horas del día. La elevación media de agua a la red en invierno es de $320 \text{ m}^3/\text{h}$ y en verano de aproximadamente $380 \text{ m}^3/\text{h}$.

El actual sistema de producción de agua potable de la ciudad de Durazno está compuesto de las siguientes unidades:

- a) PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA
- b) UPAS
- c) LABORATORIO
- d) CONTROL Y AUTOMATISMO
- e) LODOS

A continuación se describen las unidades que conforman el sistema de tratamiento actual:

3.4.1 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA

Las unidades que componen la planta de tratamiento convencional son:

- i. Canal de llegada de agua bruta
- ii. Vertedero de medición de caudal
- iii. Canal de conducción hacia floculadores
- iv. Floculadores tipo Cox (helicoidales)
- v. Sedimentadores de flujo horizontal
- vi. Filtros de arena
- vii. Desinfección

i. Canal de llegada de agua bruta

El canal de llegada de agua bruta recibe agua de dos tuberías provenientes de la toma que se muestran en la [Figura 15](#).



Figura 15: Tuberías de llegada de agua bruta y canal de entrada.

Las dimensiones geométricas del canal de agua bruta son las siguientes:

Largo (m)	4,00
Profundidad (m)	0,80
Ancho (m)	0,80

Tabla 2: Dimensiones del canal de agua bruta.

ii. Vertedero de sección rectangular

Luego que el canal de agua bruta cambia de dirección y antes de pasar al canal de agua que va hacia los floculadores, se intercala un vertedero triangular para la regulación del caudal y disipación de energía. Se inyecta aguas abajo del mismo la solución de sulfato de aluminio utilizada como coagulante. Al final del canal de agua coagulada se adiciona polielectrolito con el objetivo de mejorar la sedimentabilidad de los flocs.

En la [Figura 16](#) se muestran los puntos de aplicación de los productos químicos mencionados.



Figura 16: Vertedero triangular, puntos de aplicación de coagulante y polielectrolito.

iii. Canal de conducción hacia floculadores

El canal de agua coagulada que conduce la misma hacia los floculadores tiene las siguientes dimensiones:

Largo (m)	16,0
Ancho (m)	0,80

Tabla 3: Dimensiones canal hacia floculadores.

La conducción hacia los floculadores se realiza repartiendo el caudal hacia las dos líneas de tratamiento de la planta.

iv. Floculadores

Se trata de 4 recintos de floculación de flujo helicoidal tipo COX cuyas dimensiones son las siguientes:

Sección cuadrada de lado(m)	3,0
Profundidad (m)	3,0

Tabla 4: Dimensiones floculador tipo COX.

Cada línea de tratamiento de la planta cuenta con 2 unidades de floculación diseñadas cada una de ellas de tal manera que el agua ingresa por un extremo y sale por el opuesto hacia los sedimentadores, de modo de generar el flujo helicoidal característico de éste tipo de unidades.



Figura 17: Floculadores tipo COX de flujo helicoidal.

No se dispone de información de las dimensiones de las áreas de pasaje de los floculadores, por ese motivo no se puede evaluar el valor del gradiente existente en los mismos.

En ese sentido, en un área superficial de aproximadamente 27 m^2 , se disponen 4 unidades de:

L(m)	3,0
B(m)	3,0
H(m)	3,0

Tabla 5

De esta manera se tiene un tiempo de floculación de:

- $V = (L \cdot B \cdot H) \cdot n = 108 \text{ m}^3$
- $TRH = \frac{V}{Q} = \frac{108}{180} = 0,6 \text{ h} = 36 \text{ minutos}$

Este tiempo de floculación es adecuado para unidades de floculación que tienen como unidades de clarificación posteriores, sedimentadores.

v. **Sedimentadores**

La sedimentación se realiza en 4 sedimentadores convencionales de flujo horizontal, 2 unidades por cada línea de tratamiento. Las dimensiones para estas unidades son:

Largo (m)	14,5
Ancho (m)	2,5

Tabla 6: Dimensiones para sedimentadores convencionales de flujo horizontal

Originalmente los sedimentadores estaban diseñados de tal manera que tenían una pantalla con orificios que conducía el agua hacia vertederos triangulares ubicados en todo el ancho de las unidades, que a su vez conducían el agua hacia un canal de 0,60 m de ancho y éste conformaba las unidades de filtración. Esta configuración provocaba aumentos de velocidad perjudiciales ya que arrastraban flocs formados hacia los filtros provocando turbiedades en el agua sedimentada del orden de 7 a 10 NTU según datos informados por el personal de la planta, también se producía resuspensión de los lodos del manto.



Figura 18: Diseño anterior de la salida de los sedimentadores

En la actual configuración se agregaron vertederos triangulares en el sentido del flujo, de 5m de longitud, se perforó la pantalla y se instalaron de tal modo que recolectan agua previo y posterior a la pantalla existente y además se continúa recogiendo agua sedimentada en los vertederos triangulares originales.

Con la instalación de estas canaletas de vertido, se logra bajar, las velocidades (disminución del gradiente), el caudal lineal ronda los **2,3 L/s/m** y por consiguiente se bajan las turbiedades del agua sedimentada llegando a **4 NTU**, mejorando el desempeño de éstos.

Se agrega a continuación una imagen tomada en la visita realizada a la planta de tratamiento en el mes de setiembre de 2013.



Figura 19: Salida de los sedimentadores con las nuevas canaletas de recolección instaladas

Las dimensiones de cada una de las 4 unidades de sedimentación son:

Largo (m)	14,5
Ancho (m)	2,5
Altura útil ($H_{\text{útil}}$ en m)	3,0

Tabla 7: Dimensiones de unidades de sedimentación.

A continuación se presenta una secuencia de cálculo de manera de verificar los parámetros de funcionamiento de los sedimentadores, considerando un caudal de planta de $180 \text{ m}^3/\text{h}$.

- $A_{\text{sup}} = 4 (L B) = 4(14,5)(2,5) = 4 (36,3 \text{ m}^2) = 145 \text{ m}^2$
- $\text{TRH} = \frac{V}{Q} = \frac{145(3,0)}{180} = 2,417 \text{ h}$

- $v_0 = \frac{Q}{A_{trans}} = \frac{(180/4)}{(25)(3,0)} = 6,0 \frac{m}{h} = 0,66 \text{ cm/s}$
- $v_{cs} = \frac{Q}{A_{sup}} = \frac{180}{(4)(14,5)(2,5)} = 1,24 \frac{m}{h} = 0,0345 \frac{cm}{s} = 29,76 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$

vi. Filtros de arena

El agua sedimentada ingresa a tres filtros rápidos de arena de tipo descendente ubicados en el interior de la usina. Las dimensiones para estas unidades son:

Largo (m)	4,20
Ancho (m)	3,30
Altura agua (Hagua en m)	2,00
ÁREA FILTRANTE DE C/U (m2)	13,86

Tabla 8: Dimensiones para filtros rápidos.

Los filtros poseen un manto filtrante de arena de **70 cm** de profundidad.



Figura 20: Filtros de arena

La operación de los mismos es manual de manera de mantener nivel constante. En la operación, se realiza el lavado diario de todos los filtros, siendo las carreras de filtración de aproximadamente 24 horas cada uno.

TASA DE FILTRACIÓN

$$TF = \frac{Q}{3 A_f} = \frac{(180 \text{ m}^3/\text{h})}{(3)(13,86 \text{ m}^2)} \cong 4,33 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

Si la producción máxima es de 24 horas diarias, se tiene una tasa de filtración de $104 \text{ m}^3/\text{d}$.

Para la operación de lavado de los filtros de la planta convencional se dispone de una bomba de lavado cuyo caudal de lavado es de $480 \text{ m}^3/\text{h}$, para el lavado de los filtros de la UPA se utiliza la presión de la línea de impulsión.

vii. Desinfección

La desinfección se hace en forma conjunta para la planta convencional y el agua proveniente del tratamiento de las dos unidades UPA.

El local donde se encuentra instalado el equipo de desinfección se ubica fuera de las oficinas y antes de llegar al tanque de agua clara.

Se dosifica cloro gas, el cual se recibe en cilindros de 68 Kg conectados mediante dos cilindros en paralelo (uno en espera), cada uno con su regulador de vacío, un rotámetro con regulador de caudal y un inyector en la línea de agua común a ambos. El cambio de un cilindro a otro (al vaciarse uno) es automático.



Figura 21: Sistema automático de cloración

3.4.2 UPAS

Las dos Unidades Potabilizadoras Autónomas instaladas son modelo UPA 2000, de tratamiento convencional. La capacidad de producción máxima de las mismas es de aproximadamente $90 \text{ m}^3/\text{h}$ cada una. En la actualidad la producción de estas unidades se encuentra en **$80 \text{ m}^3/\text{h}$** cada unidad.

Sus dimensiones son estándar y son las siguientes:

Longitud total(m)	18,40
Ancho(m)	3,90
Altura(m)	3,26

Tabla 9: Dimensiones de UPA



Figura 22: UPAS 2000 instaladas como apoyo a planta de Durazno

Estas unidades de potabilización constan de una entrada de agua bruta común a ambas unidades que descarga en una cámara para quietamiento del agua impulsada.

La dosificación de sulfato de aluminio y soda se realiza en la propia tubería de aducción, mientras que la dosificación de poli-electrolito se efectúa en los segundos floculadores mecánicos.

A continuación de cada una de ellas se pasa directamente a seis floculadores de tipo mecánico. Inmediatamente después de los floculadores mecánicos, se tiene una etapa de floculación hidráulica, previo al pasaje a los sedimentadores de placas.

Luego, el agua decantada pasa a los filtros, cuya distribución de entrada es mediante cuatro canales de distribución comunicados, uno para cada filtro. Cada filtro es habilitado por una válvula de manera de funcionar a nivel constante y el lavado de los filtros es simultáneo para los cuatro.

3.4.3 LABORATORIO

La planta cuenta con un laboratorio ubicado en el edificio central de la misma. El mismo se encuentra equipado con instrumentos de medición de pH, turbiedad, color, alcalinidad, temperatura, cloro residual, balanza electrónica, densímetros. Posee además un equipo Jar - Tests para la selección de dosis óptima de coagulante y demás aplicaciones.

Se toman mediciones diariamente de los parámetros de calidad en el agua bruta y de agua tratada y se analizan rutinariamente los parámetros: turbiedad, pH, color y cloro residual. Los parámetros alcalinidad y temperatura se miden periódicamente.

Los ensayos de jarras se llevan a cabo cuando se detectan variaciones en los parámetros (pH, turbiedad, alcalinidad, temperatura), de lo contrario se realizan ensayos de rutina una vez a la semana, como mínimo, de manera de corroborar el estado de funcionamiento del sistema.

También se cuenta con registro de las dosis empleadas de sulfato de aluminio, poli-electrolito y cal hidratada, así como de los caudales de trabajo de las bombas proveedoras como elevadoras.



Figura 23: Laboratorio de la usina.

3.4.4 CONTROL Y AUTOMATISMO

La Planta Potabilizadora cuenta con un sistema SCADA, Adquisición de datos y supervisión de control (Supervisory Control and Data Acquisition), cuya función es operar, controlar y registrar los diferentes procesos del tratamiento a través de un software que integra en pantalla los valores de los parámetros monitoreados. Además, posee botones de mando a distancia de los equipos automatizados.

En la actualidad la planta funciona básicamente con operación manual de las diferentes unidades que conforman el tratamiento, debido a que hace mucho tiempo no funcionan los sensores conectados al sistema SCADA, salvo lo relativo al arranque y parada de las bombas proveedoras que si están en funcionamiento. En la siguiente figura del lado izquierdo se muestra el sistema SCADA.

La operación del bombeo de la planta se realiza monitoreando la altura del pelo de agua en el depósito de distribución de la ciudad, dicho control no funciona en el sistema SCADA, pero OSE desarrolló un sistema que mide la altura de agua en el mismo y lo transmite a la planta. Con ese sistema el operador de turno se asegura que el nivel no supere los 13,60 m, a partir del cual se apagaría el bombeo en caso de alcanzarlo. Dicho control se puede apreciar en la misma figura pero ahora del lado derecho.

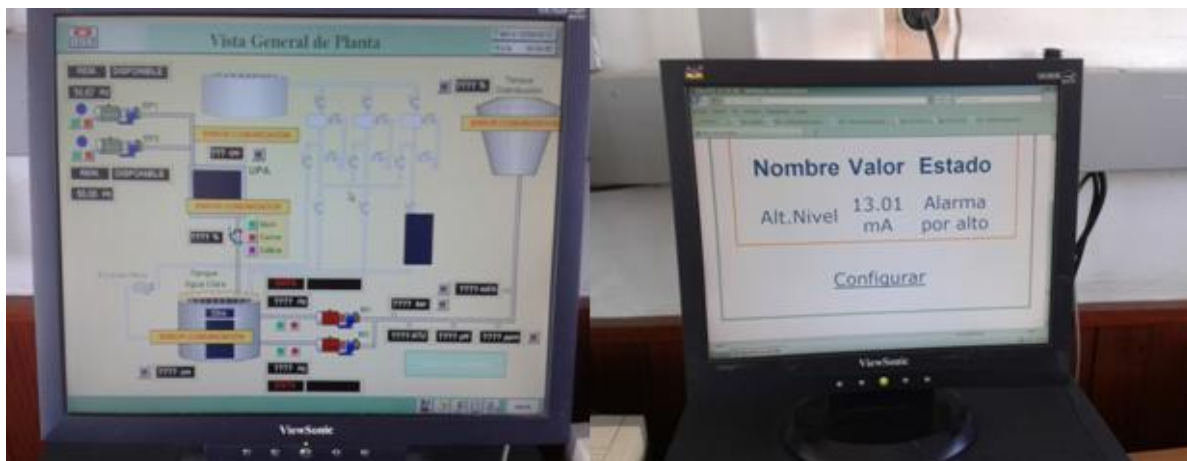


Figura 24: Vista del sistema SCADA y monitoreo del nivel del tanque de distribución (fuera del sistema SCADA).



Figura 25: Turbidímetro y caudalímetro.

3.4.5 LODOS

La planta de tratamiento genera en su operación lodos provenientes de los sedimentadores y del lavado de filtros, los cuales son vertidos a través de una tubería en forma directa, sin tratamiento alguno al río Yí, aguas arriba de una zona de playa donde la población le da uso recreativo al mismo y del Parque 33 Orientales.

La limpieza de los sedimentadores se realiza cada 20-23 días y se disponen 600 m³ en 1 hora, en promedio, aumentando la frecuencia de limpieza en épocas de crecientes del río.

Por su parte los filtros se limpian por lo menos una vez por día y en verano varias limpiezas al día, generándose en cada lavado 144 m³ de lodos dispuestos de la misma forma que los generados en la limpieza de sedimentadores.

La única precaución que se toma por parte del personal de OSE es hacer la limpieza de los sedimentadores a primera hora de la mañana con el objetivo de afectar lo menos posible las actividades recreativas en la zona de playa.

3.5 ESTACIÓN DE BOMBEO DE ALTA

La usina cuenta con cuatro bombas elevadoras que bombean desde el pozo de agua clara, el cual tiene una capacidad aproximada de 300 m³. El depósito de agua clara se encuentra ubicado por debajo del nivel de terreno y cuenta con ventilaciones adecuadas, ver la siguiente figura.



Figura 26: Depósito de agua clara.

Dos de las cuatro bombas más antiguas, no se usan habitualmente pero están en condiciones de operar. Los dos equipos restantes tienen motor de 175 HP, se encuentran en buen estado y fueron instaladas en el año 2000. Cada una tiene capacidad suficiente para satisfacer la demanda del sistema.



Figura 27: Sala de bombeo y tablero eléctrico

La instalación cuenta con válvulas de cierre, válvulas de retención, y elementos de acople en correctas condiciones. El caudal medido el día de la visita era de 320 m³/h, con una sola bomba funcionando.

La instalación eléctrica de alimentación a las bombas nuevas está en buenas condiciones. El arranque se realiza con variadores de velocidad CEGELEC ALSPA GD3000E.

Cuando se realizó la instalación de las nuevas bombas elevadoras se mantuvieron instaladas las dos bombas elevadoras anteriores. Estas bombas tienen motor de 100 HP, su propio tablero y no están conectadas al sistema SCADA.



Figura 28: Sala de bombeo

Se bombea hacia la ciudad a través de tuberías troncales que en su recorrido dan servicio a la red de distribución, así como a los tanques de distribución instalados en dos puntos diferentes de la ciudad. El tanque más antiguo se encuentra ubicado en el centro de la ciudad, más específicamente en las calles Mon. Joaquín Arrospe esquina Wilson Ferreira Aldunate y es el que se encuentra a menor cota de terreno y por lo tanto se abastece primero. Mientras que los dos restantes y más nuevos se encuentran ubicados en las calles Fray G. Pérez esquina Bernabé Rivera.

4. ESTUDIO DE PROYECCIÓN DE POBLACIÓN

Para el estudio de proyección de población de la ciudad de Durazno se cuenta con fuentes de información proporcionados por los datos censales correspondientes a la serie: 1963, 1975, 1985, 1996, 2004 y 2011.

El Instituto Nacional de Estadística (INE) presenta además un estudio de proyección de la población del departamento de Durazno para el período comprendido entre los años 1996 y 2025.

Con base en los datos consultados se puede observar que la principal zona urbanizada del departamento es la integrada por parte de las Secciones Censales 1 y 2, en la que están incluidas las localidades de Durazno (capital), Santa Bernardina, Ombúes de Oribe, Pueblo Álvarez y zonas consideradas Rurales. Debido a que las localidades Ombúes de Oribe y Pueblo Álvarez están físicamente distanciadas de la ciudad de Durazno, quedan excluidas del estudio realizado. También se excluyeron las zonas consideradas rurales por el INE.

Las secciones censales 1 y 2 representan aproximadamente al 59% del total de la población del departamento en el año 2004, aproximadamente el 57% en el año 1996 y alrededor del 62 % en el año 2011.

En el *Anexo 5 -Secciones y Segmentos Censales*⁴, se muestra un plano general conteniendo las delimitaciones geográficas de las secciones y segmentos censales definidas por el INE en el año 2011.

4.1 DATOS HISTÓRICOS

Se presentan en la siguiente tabla los datos de población y vivienda correspondientes a la zona en estudio, la relación Habitante/Vivienda promedio, y las tasas de crecimiento aritmético (Ka) y geométrico (Kg) para cada período intercensal.

AÑO	1963	1975	1985	1996	2004	2011
Población	23.604	27.422	29.206	31.850	36.935	35.466
Viviendas	6551	7342	8439	9782	11.340	12.970
Hab./viv.	4	4	4	3	3	3
Ka (hab/año)	-	318	178	240	636	-210
Kg (%/año)	-	1,3	0,7	0,8	2,0	-0,6

Tabla 10: Datos censales para la ciudad de Durazno. INE

Como se puede observar en la tabla anterior, históricamente se ha registrado un descenso en el número de habitantes por vivienda; elemento que se deberá considerar en la proyección de la demanda a futuro.

⁴ Instrumento de Ordenamiento Territorial-Proyecto de Plan Local de la ciudad de Durazno. Convenio Intendencia Departamental de Durazno-MVOTMA – DINOT. Diciembre 2012.

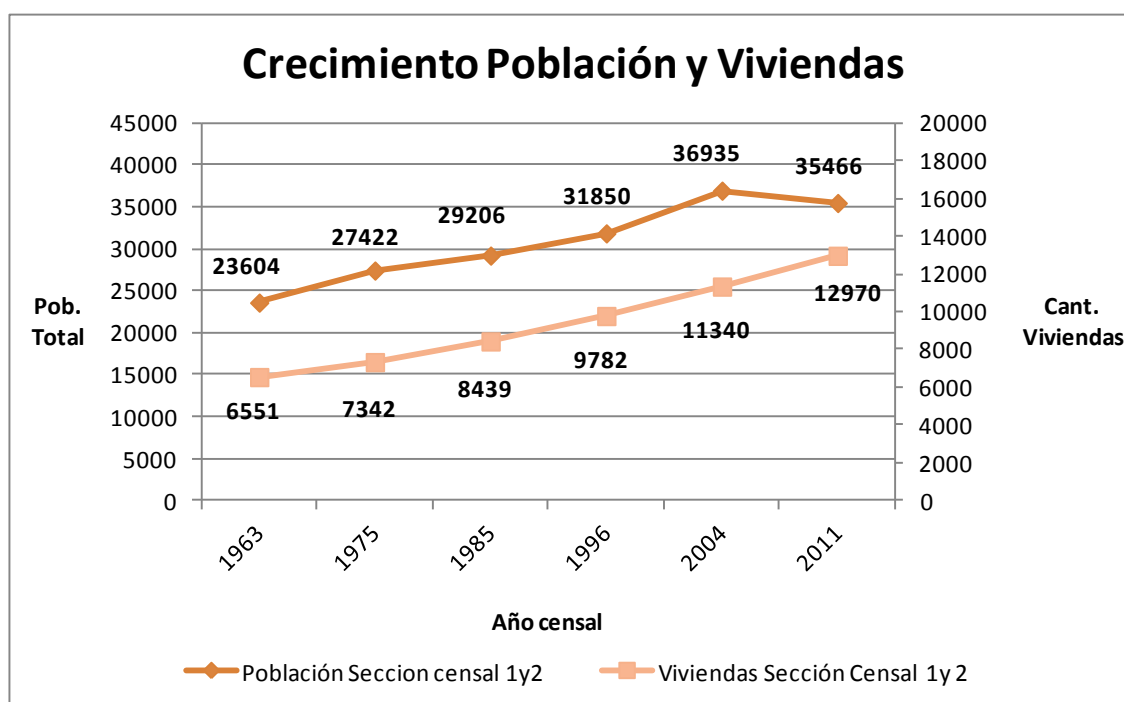


Gráfico 1: Crecimiento de población y viviendas para los datos censales de las secciones censales 1 y 2.

El enfoque aplicado para realizar la proyección de población es el matemático tradicional (proyecciones aritmética y geométrica), acompañado de una interpretación gráfica de los registros históricos de población.

Es importante aclarar que los datos para el estudio de población del área considerada, se manejan en forma global, sin diferenciar zonas de crecimiento, pero fueron tomados en forma individual para cada sección censal. Se presenta en la [Tabla 11](#) los valores para cada año y para cada sección censal.

Año Censal INE	Población Durazno		Viviendas		TOTAL	
Sección Censal	1	2	1	2	Población Durazno	Viviendas
1963	22.707	897	6298	253	23.604	6551
1975	25.981	1441	7025	317	27.422	7342
1985	27.835	1371	8066	373	29.206	8439
1996	30.607	1243	9354	428	31.850	9782
2004	34.553	2382	10.860	480	36.935	11.340
2011	34.372	1094	12.525	445	35.466	12.970

Tabla 11: Datos censales para la ciudad de Durazno por sección censal. INE.

4.2 APLICACIÓN DE MÉTODOS DE PROYECCIÓN

Para el estudio de proyección de la población se utilizan métodos matemáticos como el aritmético y el geométrico pero también se observa la tendencia lineal que la población tiene en base a los datos censales registrados para el fin del período de previsión.

El fin del período de previsión será en el año 2040, basándose para la elección del mismo en bibliografía de referencia, la cual indica que el período de previsión deberá estar entre 15 y 25 años.

Según estas recomendaciones la estimación para el periodo de previsión es al 2038. Consultando los criterios que OSE está manejando actualmente en proyectos de futuras plantas de tratamiento de agua potable, la meta es a 2040 en cuanto a periodos de previsión. Se asume entonces que el periodo de previsión para fin de proyecto será para el año 2014.

Para la tendencia lineal se puede observar en el [Gráfico 2](#) que la población en el año 2004 se muestra superior al de la línea de tendencia generada en el período entre los años 1963 y 2011 por lo que se podría considerar, como primera impresión, que dicho censo no refleja la realidad poblacional de ese momento. La causa pudo ser la técnica usada para la realización del censo en ese año, la cual se diferencia de la de los años anteriores y de la empleada en el último censo 2011.

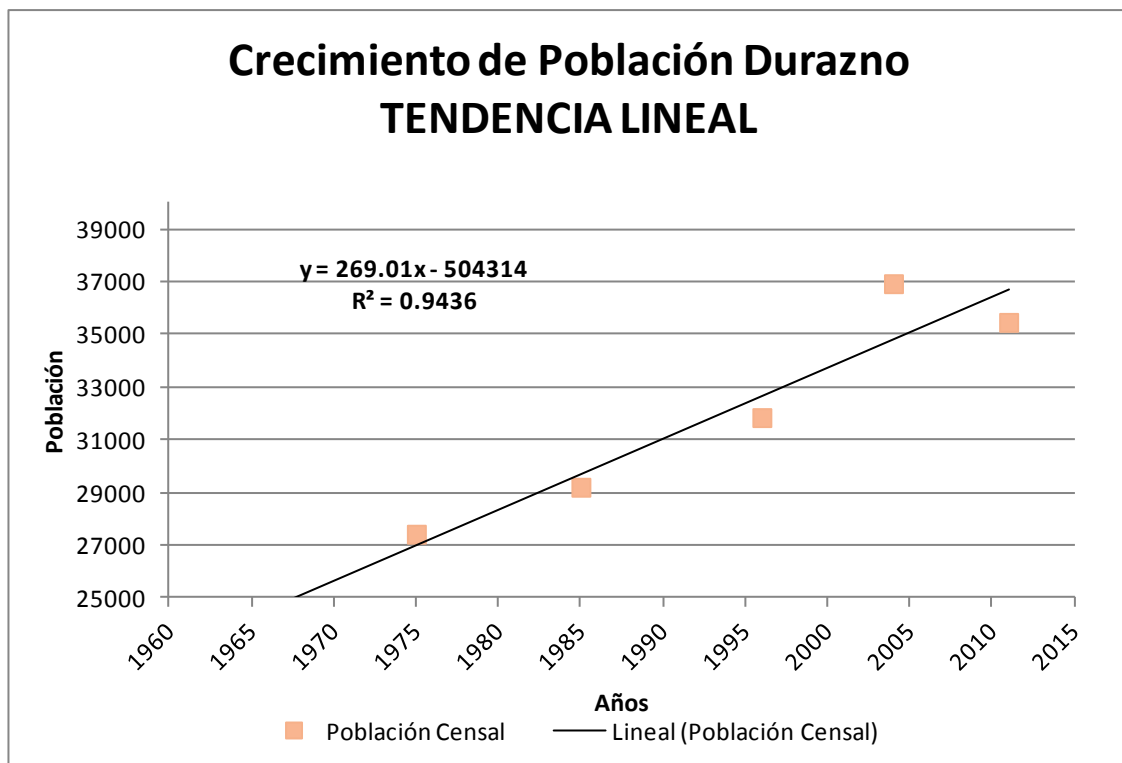


Gráfico 2: Tendencia Lineal con base en los datos censales.

La población proyectada al 2040 que obedece la ecuación para la tendencia lineal anterior, es la que se muestra en el [Gráfico 3](#):

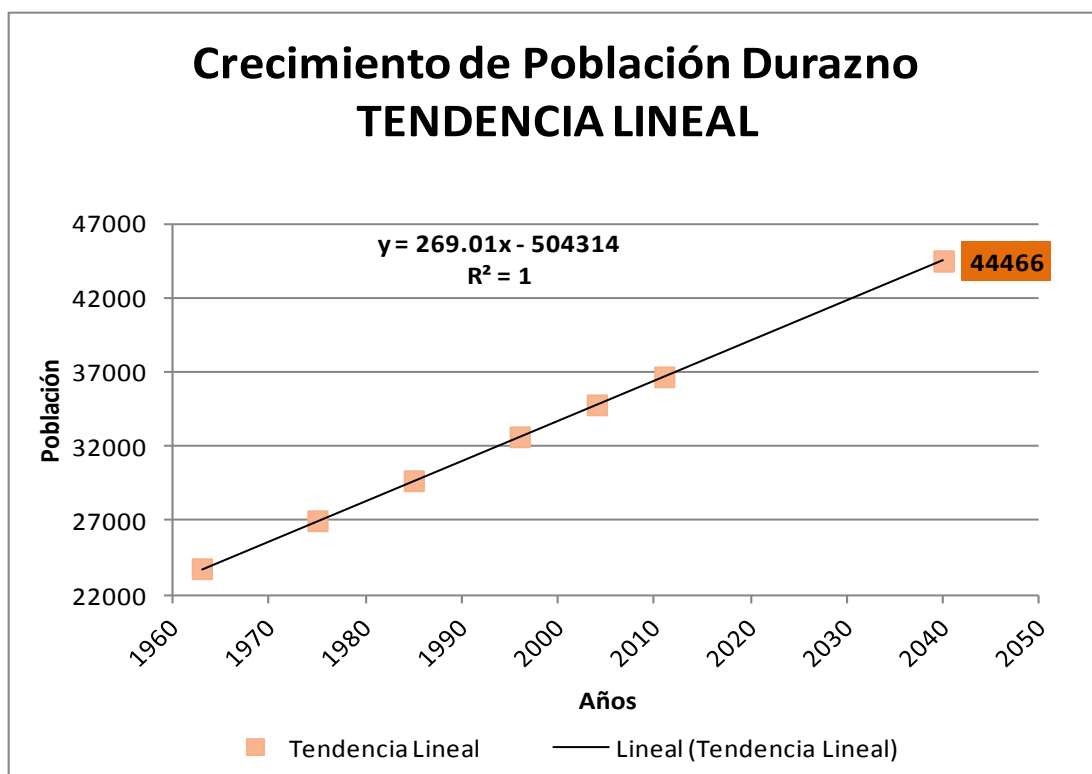


Gráfico 3: Crecimiento de población en base a la tendencia Lineal con base en los datos censales.

Si se estudia la tendencia para los datos censales sin incluir el año 2004 y se tiene que la nueva tendencia lineal cambia, entonces se presenta en el [Gráfico 4](#):

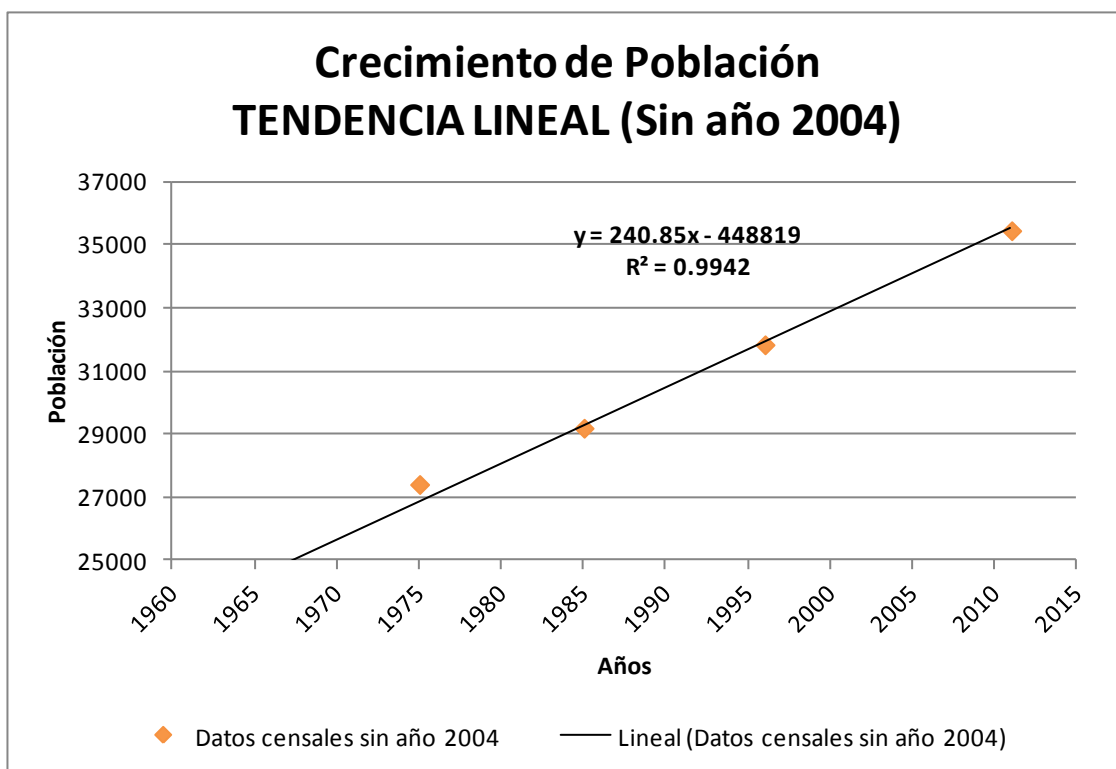


Gráfico 4: Tendencia Lineal de los datos censales sin incluir el año 2004.

La tendencia lineal para los años censales desde el 1996 a 2011 sin incluir el año 2004 se presenta en el [Gráfico 5](#):

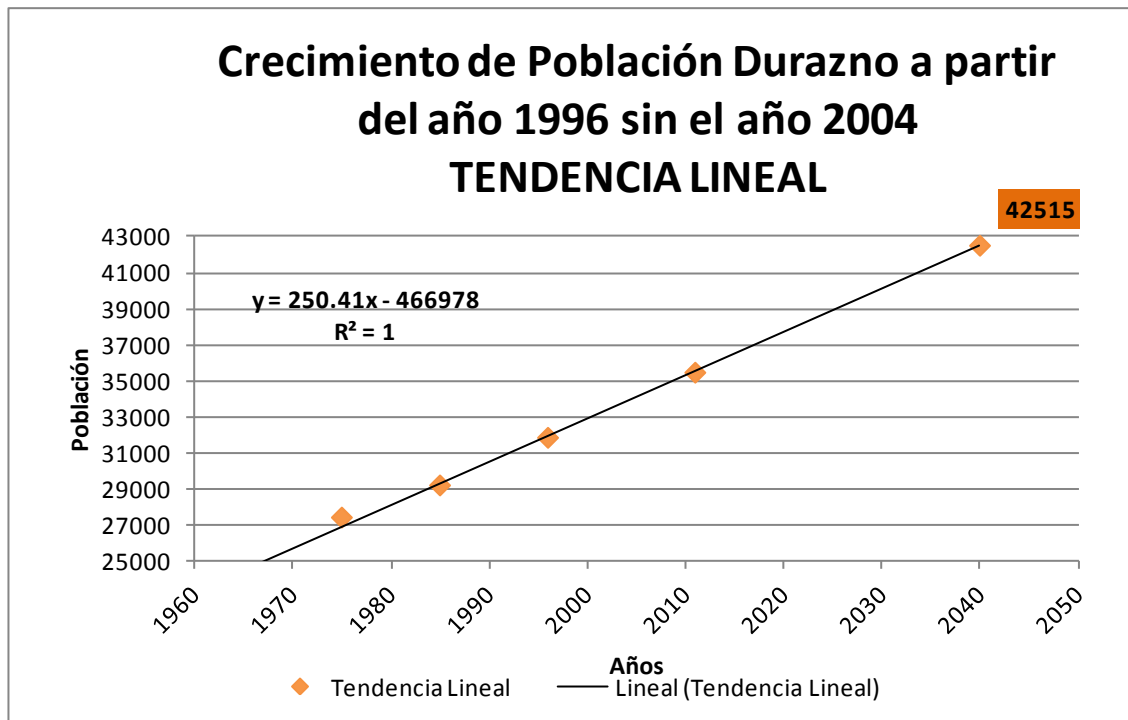


Gráfico 5: Tendencia Lineal de los datos censales desde 1996 a 2011 sin incluir el año 2004.

Las tasas de crecimiento son determinadas en base a datos históricos de población extraídos de los censos y que se ajustan mediante algún método matemático para realizar la proyección a futuro.

Para el Método Aritmético de proyección de población se considera que el crecimiento será constante en el tiempo y se determina el valor de la constante Ka:

$$\frac{dP}{dt} = K_a$$

Integrando:

$$P(t) = K_a(t - t_0) + P_0$$

Los valores obtenidos para la constante Ka en la base de años elegida se presentan a continuación en la [Tabla 12](#):

Periodo	Para 1996-2004	Para 2004-2011	Para 1996-2011 (sin 2004)	Para 1963-2011 (sin 2004)
Ka	636	-210	241	247
Pob. (2040)	59.818	29.380	42.457	42.633

Tabla 12: Constante Ka según base elegida en años censales.

Para el Método de Crecimiento Geométrico se supone que ante iguales períodos de tiempo el porcentaje de crecimiento poblacional es el mismo, y se determina la constante de crecimiento geométrico (Kg) a partir de:

$$\frac{dP}{dt} = Kg \cdot P$$

Integrando:

$$P = P_2 \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{\left(\frac{t-t_2}{t_2-t_1} \right)}$$

Los valores obtenidos para la constante Kg para la base de años censales se presentan a continuación en la [Tabla 13](#):

AÑO	1963	1975	1985	1996	2004	2011
Kg (%/año)	-	1,3	0,7	0,8	2,0	-0,6

Tabla 13: Constante Kg según base elegida en años censales.

4.3 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN TOTAL

Con base en los registros históricos para la población en el área de estudio, la población se ha incrementado en el período comprendido entre los años 1985 y 2004 con tasas anuales crecientes comprendidas entre 0,11% y 0,68%. En el período comprendido entre el 2004 y 2011 la tasa es decreciente del orden de 0,42%, más aun que en el período entre 1975 y 1985 cuya tasa llegó a 0,11%.

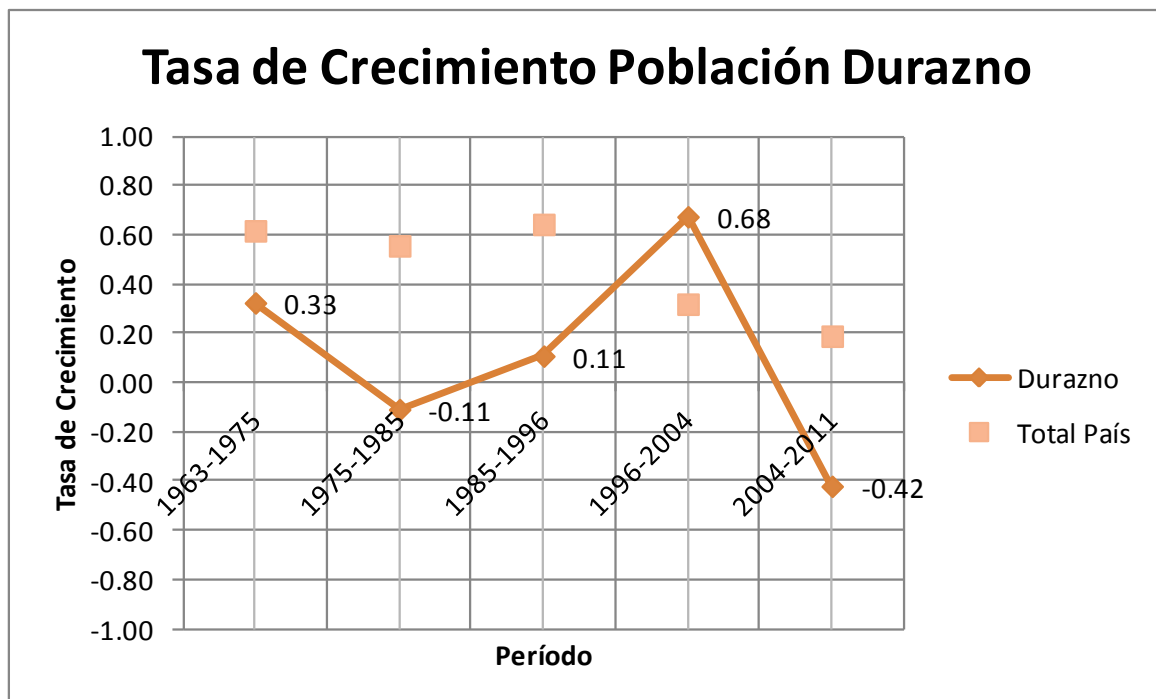


Gráfico 6: Tasas de Crecimiento de Población-INE.

Atendiendo a que el censo del año 2004 no refleja en su totalidad la realidad poblacional de ese momento, que los años censales 1975 y 1985 corresponden a años del período dictatorial del Uruguay en el que se exiliaron muchos habitantes, al igual que en el año 2002 a causa de la crisis económica; se decide realizar el estudio de proyección de población con base en los años censales correspondientes al período 1996 a 2011 sin incluir el año 2004.

Se presentan a continuación los valores obtenidos para los 3 métodos empleados con base en el los años mencionados:

Año Censal INE	PROYECCIÓN AL 2040		
	Tendencia Lineal	Aritmética	Geométrica
1996	31.850	31.850	31.850
2011	35.466	35.466	35.466
2013	36.012	35.948	35.978
2015	36.494	36.430	36.498
2020	37.698	37.636	37.830
2025	38.902	38.841	39.210
2030	40.107	40.046	40.641
2035	41.311	41.252	42.125
2040	42.515	42.457	43.662

Tabla 14: Proyección de la población en la base elegida.

Se observa que los valores obtenidos son del mismo orden para la tendencia lineal y el método Aritmético y no existen diferencias significativas entre ambos resultados. No sucede lo mismo con la proyección realizada por el método geométrico, el valor obtenido es un poco mayor, por ello para estar del lado de la seguridad, se opta por adquirir como válida la proyección geométrica, siendo ésta la situación de crecimiento más óptima.

De este modo la demanda proyectada para el año 2040 presenta una población total de **43.662 habitantes**.

Se presenta a continuación en el [Gráfico 7](#) la comparación de los valores de crecimiento de población para los métodos empleados:

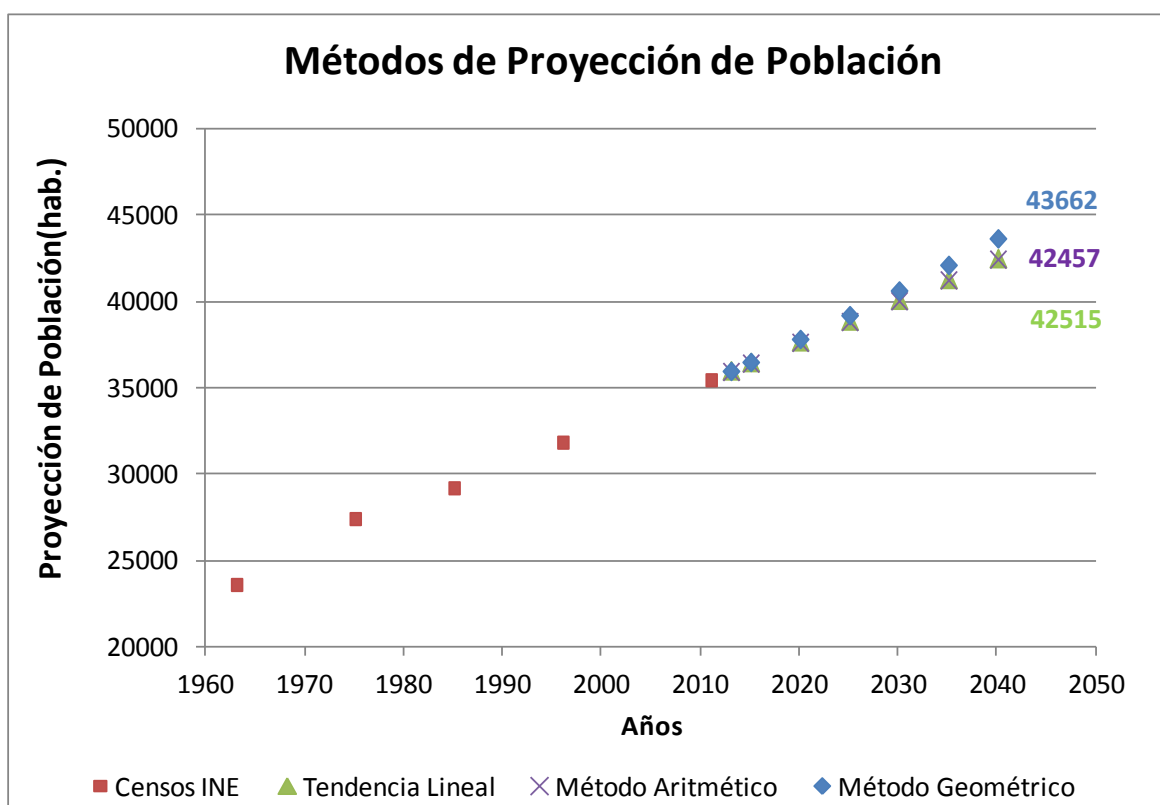


Gráfico 7: Proyección de la población de Durazno según métodos utilizados.

4.3.4 Comparación de los resultados con la Proyección del INE

El INE realiza una proyección de población para el departamento de Durazno para el período comprendido entre los años 1996 a 2025. El valor de población proyectado para la totalidad del departamento al final del período (año 2025) es de 68.556 habitantes.

El área de influencia presenta como ya fue mencionado, un incremento en porcentaje de la población de las secciones censales 1 y 2 respecto del total de la población del departamento a través de los años, en particular para los periodos censales 1996, 2004 y 2011, con valores de 57%, 59% y 62% respectivamente.

A pesar de que la población total en el 2011 es menor que en el 2004 con una tasa de decrecimiento de 0,42, el porcentaje de población para las secciones censales 1 y 2 en relación con la del departamento es creciente. El hecho de que el censo 2004 no es representativo de la situación poblacional de ese momento, puede generar que la tendencia de decrecimiento registrada no sea representativa de la realidad, por lo tanto la población en el futuro tienda a seguir creciendo y no a disminuir como se ha registrado, siendo una tendencia más lógica de acuerdo a los factores actuantes.

A los efectos de la comparación con las estimaciones del INE, se tomó la proyección elegida para el estudio - *proyección geométrica*- y se graficó conjuntamente con la proyectada por el INE para el período 1996 a 2025 ([Gráfico 9](#)), indicando para el 2025 la relación de la población proyectada para el área de estudio con respecto a la población total del departamento para ese año. Esta estimación se hace a partir de la tendencia lineal con base en los porcentajes reales para los datos censales conocidos, y se estima en función de la ecuación para la tendencia seguida el porcentaje para el año

2025 ([Gráfico 8](#) y [Tabla 15](#)). De esta forma, se obtiene una relación para la población proyectada con respecto a la población total del departamento para ese año es de aproximadamente 66,5%.

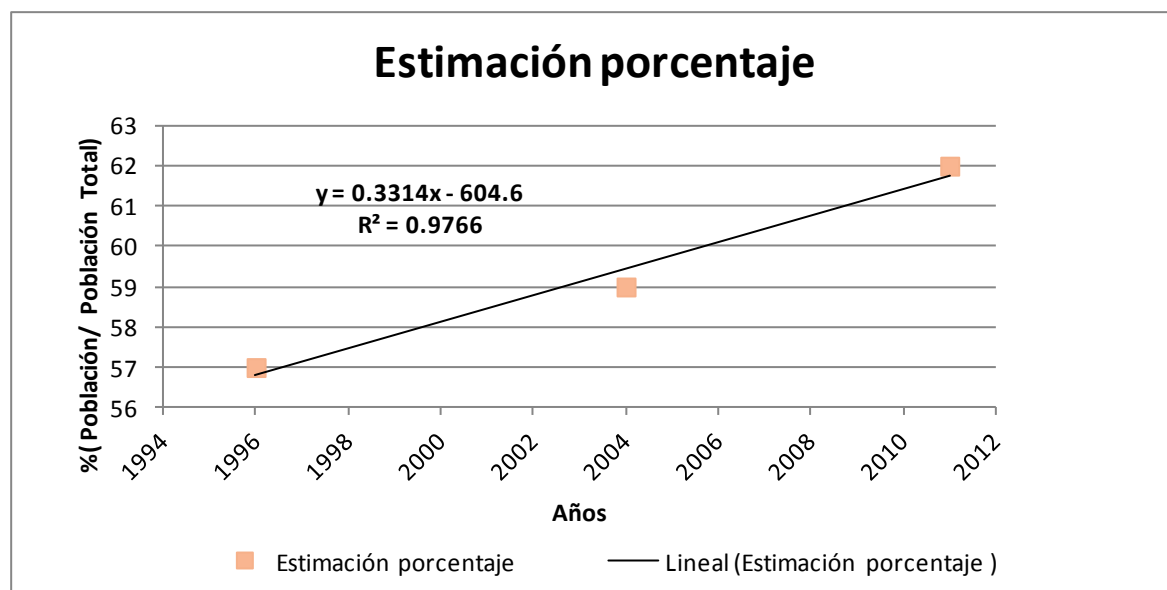


Gráfico 8: Tendencia lineal para estimación de porcentaje.

Año	% Real
1996	57
2004	59
2011	62
2025	66,5

Tabla 15: Estimación de porcentaje población sobre población total.

Una vez determinado el valor del porcentaje estimado para el año 2025, se calcula cuál será la población para las secciones censales 1 y 2 a partir del porcentaje mencionado y de la población proyectada para todo el departamento por el INE al año en estudio (Ver [Tabla 17](#)).

Pob. Proy.INE 2025 - Durazno Departamento	68.556
Pob.Proy. 2025 - Secciones censales 1 y 2	45.579

Tabla 16: Estimación de la población para el año 2025.

Se comparan los valores para la población proyectada por el INE con el valor de la proyección geométrica al 2025 y se puede observar que difieren ampliamente, por lo que se puede decir que la población proyectada por el INE esta sobrestimada ([Tabla 18](#)). Esta conclusión se basa en que los datos con los que el INE realiza la proyección no se corresponden con los datos censales conocidos y son superiores a los mismos.

HABITANTES	
Pob.Proy. 2025 - Secciones censales 1 y 2	45.579
Pob. Proy. Geométrica al 2025 (Secc.cen.1 y 2)	39.210
DIFERENCIA	6369

Tabla 17: Comparación de la población para el año 2025.

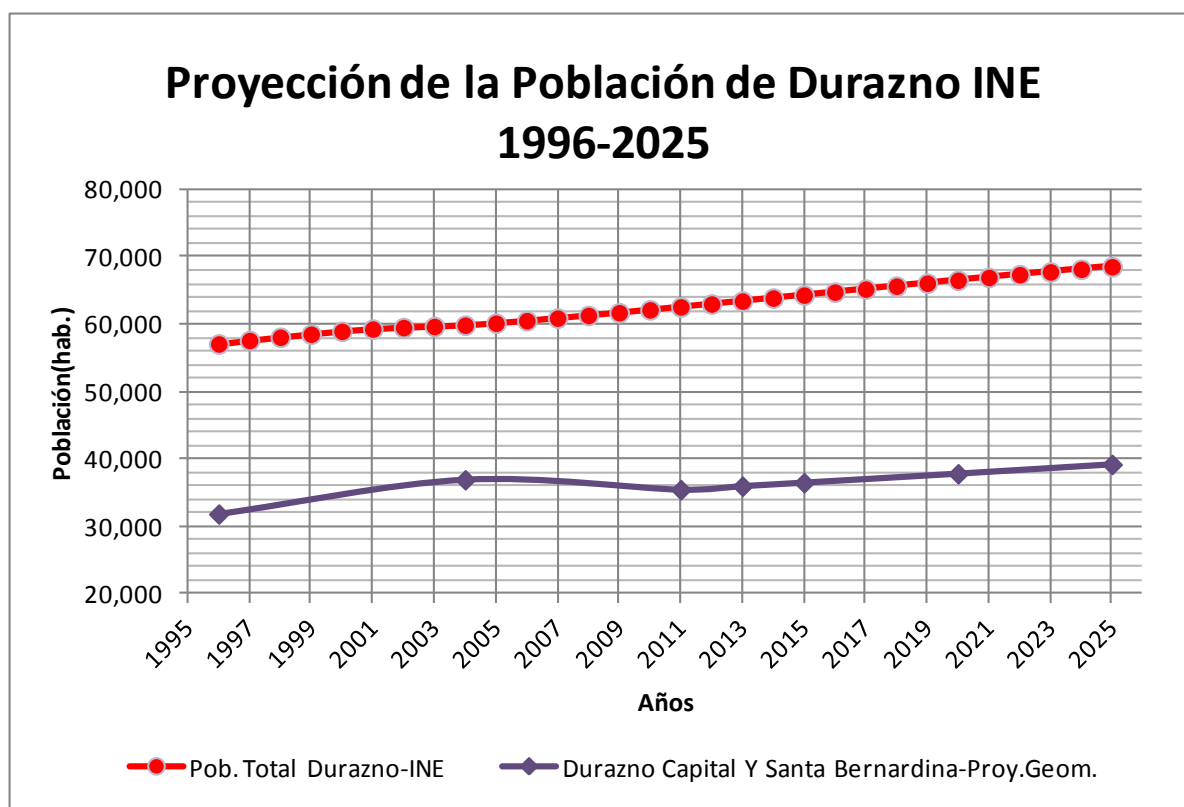


Gráfico 9: Comparación de población proyectada con proyección estimada por el INE para el período 1996-2025.

Se puede observar en el [Gráfico 9](#), que la tendencia para la proyección de población para el área de estudio realizada mediante el Método Geométrico es similar a la estimada por el INE, lo que significa que el método adoptado para la proyección es apto para la estimación.

En el [Gráfico 10](#), se presenta el escenario para todo el período estudiado en el que se muestran graficados los datos censales, la proyección adoptada para el crecimiento de la población al final del período de previsión y la proyección realizada por el INE para el periodo entre los años 1996 a 2025.

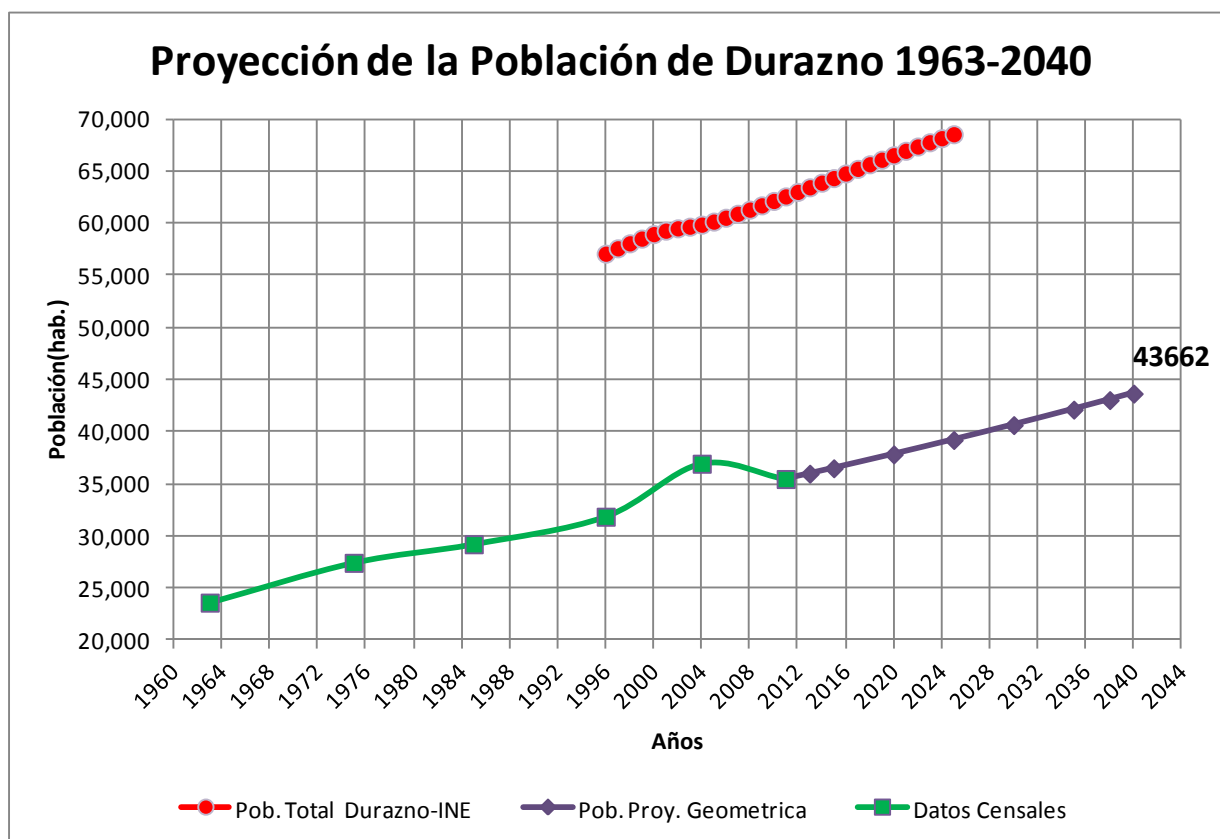


Gráfico 10: Proyección de la población, datos censales y estimación INE.

5. CÁLCULO DE LA DEMANDA

5.1 CÁLCULO DEMANDA ACTUAL

Para la determinación de la demanda actual del sistema agua potable de la ciudad de Durazno, básicamente se realiza una evaluación del balance de agua a partir de los partes de funcionamiento del sistema, obtenidos de la Gerencia RANC.

Se consideran principalmente los datos de los últimos cinco años, desde el 1 de enero de 2008 hasta el 31 de diciembre de 2012.

En la siguiente [Tabla 19](#) se muestra el cuadro de balance de aguas anual y la relación pérdidas de agua /agua elevada para la ciudad de Durazno para el período comprendido entre los años 2008 a 2012.

PERÍODO	AGUA ELEVADA A LA DISTRIBUCIÓN	CONSUMOS AUTORIZADOS	PÉRDIDAS DE AGUA			PÉRDIDAS / AGUA ELEVADA
			APARENTES	REALES	TOTALES	
01/2008 al 12/2008	2.178,72	1.455,40	172,66	546,41	719,07	0,33
01/2009 al 12/2009	2.146,38	1.503,99	187,81	454,57	642,38	0,30
01/2010 al 12/2010	2.215,85	1.598,96	185,07	431,82	616,89	0,28
01/2011 al 12/2011	2.054,35	1.617,96	131,02	305,37	436,39	0,21
01/2012 al 12/2012	2.191,80	1.676,53	156,84	358,42	515,26	0,24

Tabla 18: Cuadro de balance de agua (medidas en miles de m³).

Por definición, las pérdidas de agua se diferencian entre consumos autorizados, que comprende tanto los consumos facturados como los no facturados, y pérdidas de agua clasificadas según sean pérdidas físicas o aparentes.

Se denominan pérdidas reales aquellas fugas de agua en las redes de transporte o distribución, fugas y/o rebalses en tanques de distribución o de reserva, y fugas en conexiones hasta el punto de medición; y pérdidas aparentes a los consumos no autorizados (fraudes) y aquellos errores que se puedan detectar en los micromedidores.

Se desprende del cuadro anterior que la relación entre las pérdidas de agua totales y el agua elevada a la distribución es del orden del 30%; variando de un 33% a un 24%, por lo que el sistema presenta a fines del año 2012 una mejora sustancial.

En la siguiente tabla se presenta el resumen de los datos y cálculos principales para la determinación de la demanda.

AÑO	2008	2009	2010	2011	2012
Población proyectada	34.711	34.961	35.213	35.466	35.721
Nro. Habitantes/Vivienda (datos Censales: 2004-2011)	3	3	3	3	3
Cantidad de viviendas	10.025	10.923	11.903	12.970	14.133
Población servida	34.711	34.961	35.213	35.466	35.721
Cobertura del servicio	100%	100%	100%	100%	100%
Volumen Producido (m ³ /año) (Caudal con Pérdidas)	2.178.717,8	2.146.376,8	2.215.845,3	2.054.352,6	2.191.800,6
Consumos Autorizados (m ³ /año) (Caudal sin Pérdidas)	1.455.400	1.503.990	1.598.960	1.617.960	1.676.530
Pérdidas Aparentes (m ³ /año)	172.660	187.810	185.070	131.020	156.840
Pérdidas Reales (m ³ /año)	546.410	454.570	431.820	305.370	358.420
Pérdidas Totales/Agua Elevada (ANC)	33%	30%	28%	21%	24%
Demanda con pérdidas incluidas (lppd)	172	168	172	159	168
Demanda sin pérdidas (lppd)	115	118	124	125	129
% de pérdidas reales (respecto del total de agua elevada)	25%	21%	19%	15%	16%
% de pérdidas reales (respecto del consumo real)	38%	30%	27%	19%	21%
% de pérdidas aparentes (respecto del total de agua autorizada)	12%	12%	12%	8%	9%
% de pérdidas aparentes (respecto del total de agua elevada)	8%	9%	8%	6%	7%
Consumo real (m ³ /año)	1.628.060	1.691.800	1.784.030	1.748.980	1.833.370
Dotación media (lppd)	129	133	139	135	141

Tabla 19: Determinación de la demanda actual

Los principales supuestos y consideraciones utilizadas para la determinación de la demanda fueron los siguientes:

- Se asume el 100% de cobertura del servicio, dato sugerido por técnicos de OSE.
- La demanda sigue la siguiente expresión:

$$\text{Demanda(lppd)} = \frac{\text{Vol producido (L/d)}}{\text{hab. Servidos}}$$

- Los habitantes servidos se determinan mediante la siguiente expresión:

$$\text{hab. Servidos} = P_{\text{tot.}} \% \text{ cobertura}$$

- El consumo real sigue la siguiente expresión:

$$\text{Consumo real(L/d)} = \text{Consumo Autorizado(L/d)} + \text{Pérdidas Aparentes(L/d)}$$

- Los datos para las pérdidas reales y aparentes fueron proporcionados en los cuadros de balances de agua anuales para la ciudad de Durazno por la Gerencia RANC. Se observa a partir de esta información, durante el período de cinco años evaluado (enero de 2008 a diciembre 2012), se registra una incidencia de pérdidas por roturas, fugas en redes y rebalses en depósitos de distribución o reserva que varía del 25% al 15%, con tendencia a disminuir año a año. En cuanto a pérdidas por errores de micromedición o consumos clandestinos, se registra un valor promedio del 8% del total del agua elevada anual, el cual se corresponde con un 11% promedio de pérdidas aparentes en relación con consumos autorizados.

Como resultado para el año 2012 se estima que las pérdidas totales significarán un 24% del total de agua elevada.

Con base en los supuestos y condiciones mencionadas se determina la dotación media a partir de la siguiente expresión:

$$\text{Dot. media(lppd)} = \frac{\text{consumo real(L/d)}}{P_{\text{tot}}}$$

Los valores obtenidos para la dotación media en la actualidad son de **141 lppd** para una cobertura del 100%.

- En la localidad de Durazno no existen industrias que se abastezcan del sistema de distribución de agua potable de OSE. Se destacan como grandes consumidores la Planta de Depuración de líquidos residuales de OSE y la Base Aérea Nº2. La dotación de estos centros está incluida en la dotación media actual ya que el volumen de agua facturada incluye estos consumos.

5.2 PROYECCIÓN DE LA DEMANDA

Para el cálculo de la proyección de la demanda se asumen las siguientes premisas:

- La proyección de población según lo presentado en el ítem [4.3](#) de este Informe.
- La cobertura del servicio se considera de un 100% y se mantiene al año 2040.
- Dotación media: posee un valor inicial (al 2012) de 141 lppd. Se realiza un estudio para determinar la dotación media al final del periodo de previsión.

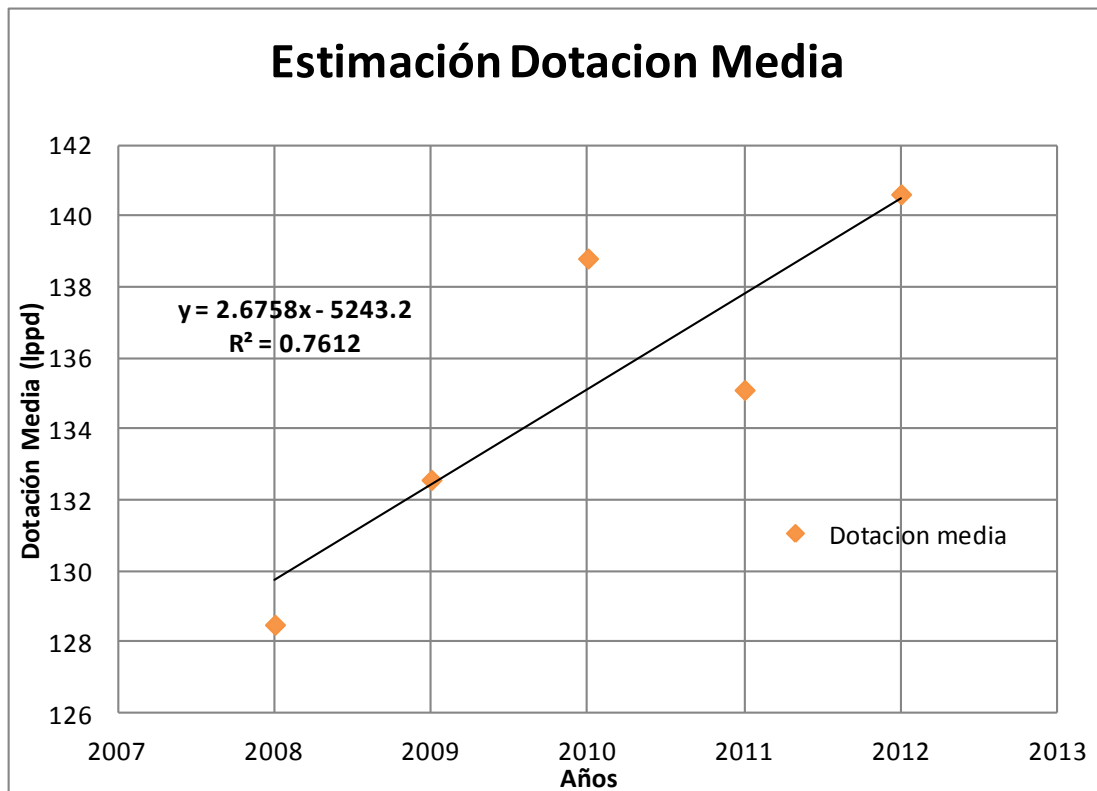


Gráfico 11: Estimación de la dotación media en forma lineal.

Se realiza un estudio del valor de la dotación para definir el valor a asumir en el año 2014 debido a que el valor obtenido linealmente es un poco superior a los valores asumidos habitualmente, por lo que se decide estudiar dos alternativas. La primera, adoptando como constante hasta el 2014 el valor de la dotación para el año 2020 en 162 lppd. Y la segunda opción, adoptando como constante el valor para el año 2035 de 200 lppd hasta el final del periodo de previsión. A continuación se presentan tabuladas ambas opciones.

ESTIMACIÓN			
AÑO	Dotación media (lppd)	OPCIÓN 1	OPCIÓN 2
2008	129	129	129
2009	133	133	133
2010	139	139	139
2011	135	135	135
2012	141	141	141
2015	149	149	149
2020	162	162	162
2025	175	162	175
2030	189	162	189
2035	202	162	200
2040	215	162	200

Tabla 20: Estudio de Dotación media

Fundamentalmente se asume para la elección, que la población irá incrementando los usos del agua incurriendo en un mayor confort de los hogares, y que mediante la implementación por parte de OSE de programas de saneamiento se prevé que el porcentaje de cobertura aumente, aumentando así la dotación. Se elije entonces la opción 2, sabiendo que si bien el valor de 200 lppd es un valor que hoy en día se adopta para Montevideo y no para las ciudades del interior del país (150 lppd), es un valor asumido para dentro de un periodo mayor a 10 años, y en el que los cambios en cuanto a mejora de la calidad de vida está en incremento.

- Línea de base año 2013: se supone que se mantiene la tendencia en los siguientes parámetros:
 - ✓ *Índice de Agua no Contabilizada (ANC): se adopta un valor de 23.5 %.*
 - ✓ *Incidencia de las pérdidas físicas: 16.4% del agua elevada; en consecuencia la incidencia de las pérdidas aparentes es de 7.1%.*

Para modelar la evolución de las pérdidas físicas en el sistema, es necesario considerar un escenario el que se mantiene el porcentaje de pérdidas físicas respecto del volumen total elevado. La hipótesis considerada para modelar la evolución de las pérdidas físicas en el sistema, se basa en mantener constante el porcentaje de las mismas respecto del volumen total elevado. El valor considerado será de un 16%, correspondiente al *% de pérdidas reales respecto del total de agua elevada* para el año 2012, indicado en la [Tabla 19](#). De esta manera se logrará trabajar con mayor holgura a la hora del diseño de la planta ya que se asume que el porcentaje de pérdidas físicas a futuro se pretende disminuir mediante las Políticas RANC que está implementando OSE.

5.2.1 Determinación de la demanda futura

Bajo las hipótesis mencionadas se asume un valor del 16% para las pérdidas físicas, constante para todo el período con respecto al total del agua elevada.

Para la determinación de la demanda futura es necesario contar con el valor del coeficiente de pico máximo diario K1. Este se determina en función de la evolución del caudal diario elevado a lo largo del último año completo hasta el momento, que en este caso es el que corresponde al período comprendido entre mayo 2009 a abril 2010. El valor obtenido para K1 se asume constante a lo largo del período de diseño. Los cálculos realizados para la determinación del coeficiente de pico máximo diario se muestran en la sección [5.3.1.](#)

En la [Tabla 21](#) se resumen los cálculos realizados para la determinación de la demanda para el período de diseño en función de los supuestos mencionados en la sección [5.2.](#)

La capacidad de producción requerida para el año 2040 será de aproximadamente 650 m³/h.

Esta proyección será utilizada para la evaluación de los diferentes componentes del sistema que se desarrollan en los capítulos siguientes.

AÑO	2012	2015	2020	2025	2030	2035	2040
Población	35.721	36.498	37.830	39.210	40.641	42.125	43.662
Nivel de Cobertura	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Dotación (lppd)	141	149	162	175	189	200	200
Consumo Medio Total (m ³ /d)	5022,9	5421,3	6125,2	6873,4	7668,0	8424,9	8732,4
Consumo Medio Total (m ³ /año)	1.833.370,0	1.978.763,1	2.235.715,3	2.508.787,4	2.798.813,6	3.075.101,9	3.187.330,5
Demanda Media (m ³ /día)	5979.7	6453.9	7292.0	8182.6	9128.6	10029.7	10395.7
Pérdidas Reales sobre Producido	16%	16%	16%	16%	16%	16%	16%
Pérdidas Reales sobre Consumo Real	21%	21%	21%	21%	21%	21%	21%
K1 (Coeficiente Máximo Diario)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Demanda Máxima Diaria (m ³ /d)	8969,5	9680,8	10.937,9	12.273,9	13.692,8	15.044,5	15.593,6
Capacidad Producción Requerida (m ³ /h)	374	403	456	511	571	627	650

Tabla 21: Demanda para el periodo de previsión.

5.3 DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE PICO K1

5.3.1 Coeficiente de Pico Máximo Diario K1

Para estimar el valor del coeficiente K1, se tomarán en consideración los valores de producción mensual de un año entero, en este caso se cuenta con los datos del periodo comprendido desde enero 2009 hasta abril 2010; y en base a los meses de mayor producción, se analizará la curva de evolución diaria del mes para el que se registre el mayor consumo.

En las [Tabla 22](#) se presenta un resumen de los partes diarios de agua elevada a la distribución para el periodo mencionado y en la [Tabla 23](#) se expresan los valores máximos y los meses en los cuales se dan estos máximos.

MES	MÁXIMO	MÍNIMO	PROMEDIO	DÍAS
may-09	7466	4991	5864	31
jun-09	6192	4452	5543	30
jul-09	7406	4341	5513	31
ago-09	6102	4796	5382	31
sep-09	5790	4502	5299	30
oct-09	6325	4442	5375	31
nov-09	6750	4084	5720	30
dic-09	7030	5216	5936	31
ene-10	7754	4785	6363	31
feb-10	8316	4697	6636	28
mar-10	7609	5233	6471	31
abr-10	7093	4263	6129	15

Tabla 22: Partes diarios.

MES	PROMEDIO	CONSUMO MÁXIMO		CONSUMO MÍNIMO	
	(m ³ /d)	(m ³)	FECHA	(m ³)	FECHA
may-09	5864	7466	03/05/09	4991	19/05/09
jun-09	5543	6192	18/06/09	4452	21/06/09
jul-09	5513	7406	11/07/09	4341	12/07/09
ago-09	5382	6102	10/08/09	4796	16/08/09
sep-09	5299	5790	24/09/09	4502	18/09/09
oct-09	5375	6325	29/10/09	4442	01/10/09
nov-09	5720	6750	02/11/09	4084	05/11/09
dic-09	5936	7030	15/12/09	5216	01/12/09
ene-10	6363	7754	06/01/10	4785	05/01/10
feb-10	6636	8316	11/02/10	4697	05/02/10
mar-10	6471	7609	02/03/10	5233	18/03/10
abr-10	6129	7093	02/04/10	4263	14/04/10

Tabla 23: Consumos máximos y mínimos.

El promedio anual indicado en la [Tabla 24](#) es un promedio ponderado de los promedios mensuales tabulados.

PROMEDIO ANUAL	5836	
CONSUMO MÁXIMO	8316	11-02-10
CONSUMO MÍNIMO	4084	05-11-09

Tabla 24

Se desprende de la tabla anterior que el mes de máximo consumo corresponde al mes de febrero de 2010, con un consumo máximo diario de 8316 m³.

Se muestra en el [Gráfico 12](#) la evolución mensual del agua elevada para el mes de máximo consumo y por lo tanto también el día de máximo consumo de ese mes.

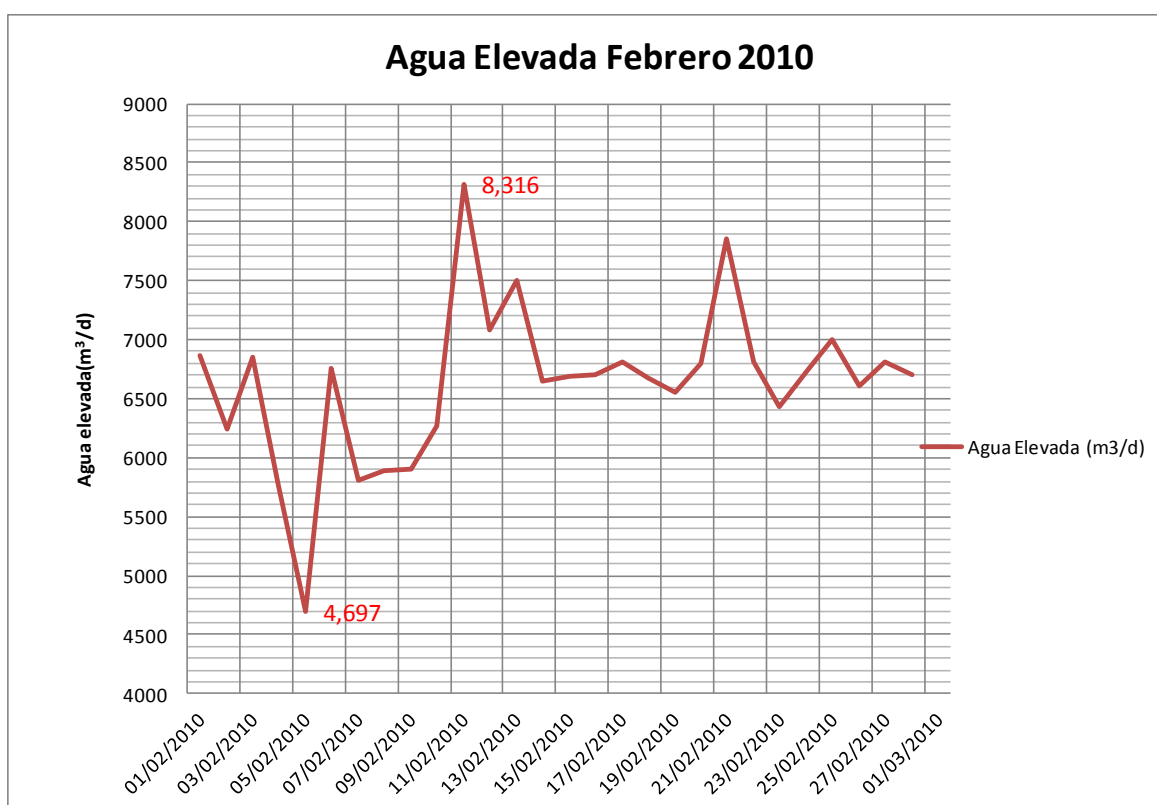


Gráfico 12: Evolución del agua elevada en el mes de máximo consumo del periodo.

Se determina el valor del coeficiente de pico máximo diario de acuerdo a la siguiente expresión:

$$K1 = \frac{\text{consumo máximo diario (m}^3\text{/d)}}{\text{consumo medio anual (m}^3\text{/d)}}$$

Entonces el valor para K1 resulta igual a **1,42**. Se asume por la cercanía al calculado y para estar del lado de la seguridad un valor de K1 para la determinación de la demanda futura de **1,5**, coincidiendo con el valor establecido en la Norma Interna de OSE.

6. CANTIDAD Y CALIDAD DE AGUA

Se solicitó información correspondiente a un año de operación de la usina de manera de abarcar posibles variaciones estacionales en cuanto a cantidad y calidad de agua. Se dispone así de los Partes Quincenales completados en la usina, correspondientes al período mayo 2009 – abril 2010. En estos partes se tiene información diaria de parámetros como temperatura, turbiedad, alcalinidad, pH, tanto de agua bruta como de agua filtrada, además de los consumos de productos químicos diarios.

En cuanto a la capacidad de tratamiento de la planta, para ese período, se resume a continuación un resumen de los volúmenes tratados en la planta de tratamiento convencional y una UPA instalada en esa época, la información fue extraída de los partes quincenales de la planta, a los cuales se tuvo acceso.

Mes	Volumen filtrado medio (m ³ /d)	Caudal horario medio (m ³ /h)
may-09	6253	261
jun-09	5731	239
jul-09	5814	242
ago-09	5686	237
sep-09	5580	232
oct-09	5699	237
dic-09	6272	261
ene-10	6682	278
feb-10	6940	289
mar-10	6758	282
abr-10	6433	268

Tabla 25: Volumen filtrado medio y caudal horario medio mensual

De los datos analizados en la planilla y de las horas de funcionamiento de la planta se deduce que el caudal medio tratado ronda los **260 m³/h**, compuestos por **180m³/h** correspondientes a la planta convencional y **80 m³/h** correspondientes a la UPA, dicho valor total coincide con lo que informara el encargado de la planta.

En la actualidad la planta cuenta con una segunda unidad UPA (instalada a fines del año 2012) y por tanto la producción total de agua se encuentra en **340 m³/h**.

7. AGUA BRUTA

En la a continuación, se presentan algunos parámetros medidos del agua bruta a lo largo del período mayo 2009 – abril 2007, considerando los promedios mensuales de los mismos. Los parámetros presentados corresponden a: Temperatura, Turbiedad, Alcalinidad, y pH.

PARÁMETRO	AGUA BRUTA-VALORES MEDIOS										
	may-09	jun-09	jul-09	ago-09	sep-09	oct-09	dic-09	ene-10	feb-10	mar-10	abr-10
Turbiedad (NTU)	9,3	8,3	47,9	28,4	23,8	42,9	15,3	15,3	44,4	31,3	19,1
Temperatura (°C)	13,9	4,7	3,8	8,5	7,1	7,3	14,9	17,8	16,0	20,0	19,7
Alcalinidad (mg/l)	101,2	107,8	41,0	35,3	59,0	39,0	58,3	56,2	25,1	53,2	65,9
pH	7,4	7,5	6,5	6,8	7,0	6,9	7,1	7,0	6,4	7,1	7,3

Tabla 26: Valores medios de parámetros de Agua Bruta

Analizando los valores de la tabla, se puede observar bajos valores promedios de turbiedad de agua bruta en el 50 % de los casos (turbiedades menores a 20 NTU) y el resto del tiempo la misma se encuentra en el rango de 23 a 50 NTU.

En cuanto a la alcalinidad existen meses con valores muy bajos del orden de 25-35 ppm de CaCO₃, en el resto de los casos se encuentran dentro del rango de 40 a 110 ppm de CaCO₃.

Otros resultados más recientes de análisis del Laboratorio de OSE para la fuente de agua se presentan a continuación en la siguiente tabla.

Parámetro	30/03/2011	31/08/2011	25/01/2012	01/08/2012	31/01/2013	31/07/2013
TOC (mg/l)	4,8	9,2	4,6	6,3	7,1	8,0
NT (mg/l)	0,4	0,8	0,4	0,6	0,6	0,7
FOSFORO (mg/l)	0,12	0,12	0,13	0,13	0,16	0,11
DOC (mg/l)	4,7	8,5	4,7	6,0	6,6	5,6
ABS 254 nm	0,146	0,422	0,167	0,222	0,237	0,268
SUVA (l/mg-m)	3,1	4,9	3,6	3,7	3,6	4,8
Color (U Pt Co)	23	132	51	83	61	74

Tabla 27: Valores de parámetros de agua bruta obtenidos del Laboratorio de O.S.E

7.1 TURBIEDAD

De los datos extraídos de los partes quincenales con valores diarios medios, del período considerado, se analizaron los mismos y se confeccionó la gráfica de la turbiedad en función del tiempo en que se dan los mismos sobre el total de tiempo analizado.

Como se puede observar en el siguiente gráfico, el 70% del tiempo de análisis la turbiedad de agua bruta fue inferior a 25 NTU y el 20% del tiempo la misma descendió del valor de 10,0 NTU. Esto valores, dan indicios que se tiene un agua bruta de turbiedad relativamente baja, y sin grandes variaciones durante el año.

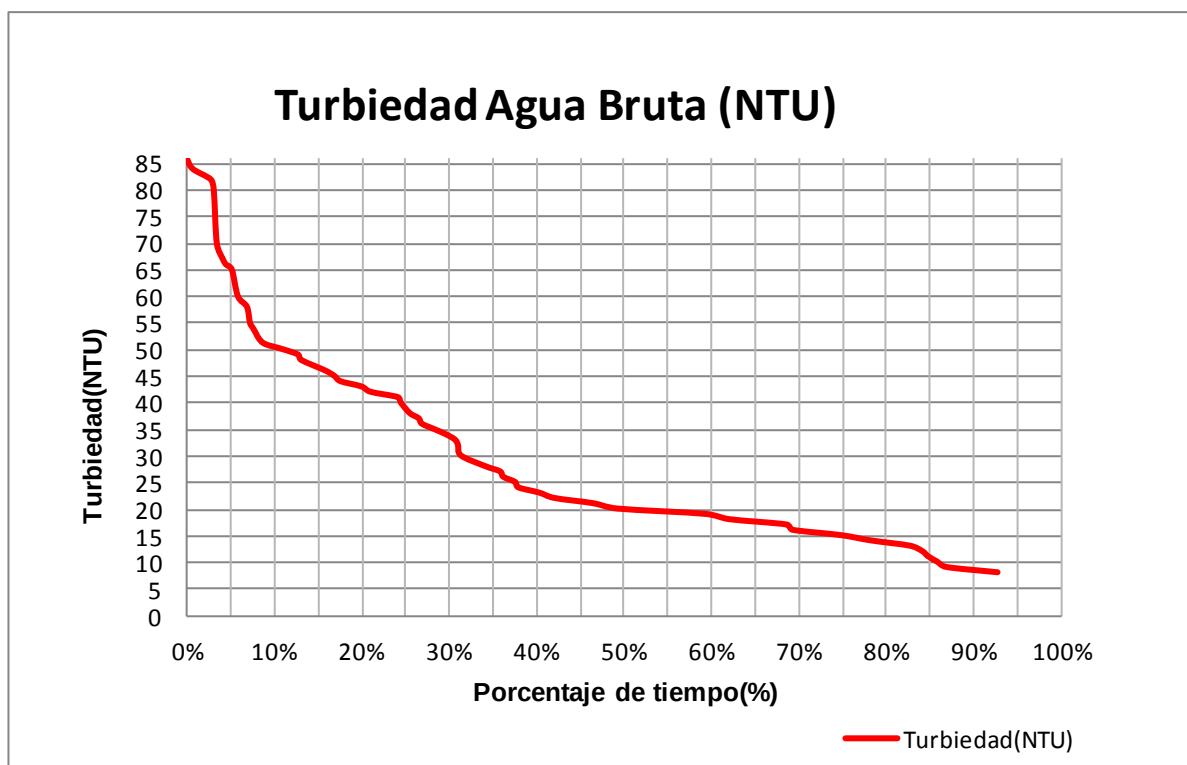


Gráfico 13: Evolución frecuencias acumuladas de turbiedad de agua bruta

7.2 ALCALINIDAD

Se analiza en forma similar los datos del parámetro alcalinidad, y se presenta en el siguiente gráfico, la variación de la alcalinidad en el período analizado.

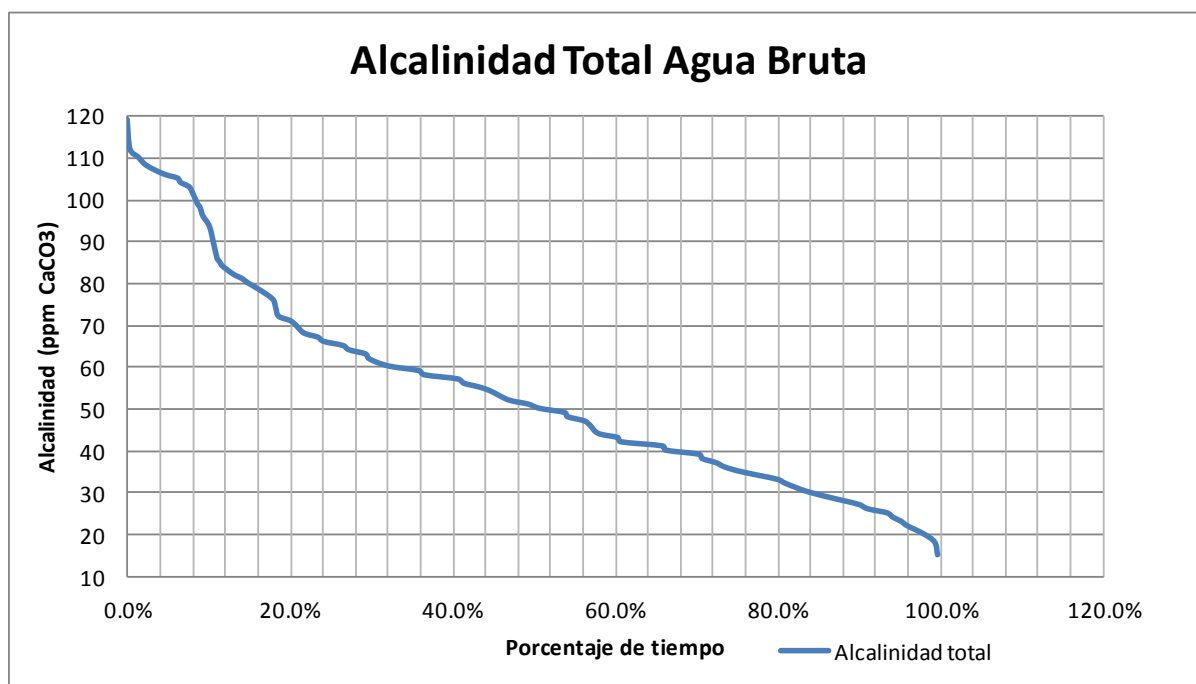


Gráfico 14: Evolución frecuencias acumuladas de alcalinidad

Como se puede observar, el 80% del período, la alcalinidad fue superior a 32 mg/l y el 10% del tiempo, la misma fue superior a 100 mg/l. Debido a que hay momentos de elevados valores de alcalinidad de agua bruta, es que no siempre se torna necesaria la dosificación de soda como pre-alcalinizante.

7.3 pH

Básicamente, durante el período de tiempo analizado, el pH del agua bruta se mantuvo levemente básico en un 35 % del tiempo considerado ($\text{pH} \geq 7$). Se puede observar que el 10 % del tiempo, el pH del agua bruta fue superior a 7,4. Según estas características de agua bruta, se dispone de alcalinidad suficiente como para aplicar sulfato durante parte del tiempo, pero se hace necesario agregar alcalinizante como ceniza de soda o cal el resto del tiempo. En la operación actual de la planta se utiliza cal hidratada.

Con los valores de pH de agua bruta medidos, y en ocasión de alcalinidad suficiente, el descenso del pH al dosificar los productos químicos no será brusco, manteniéndose el mismo -una vez filtrado- en condiciones adecuadas para la distribución.

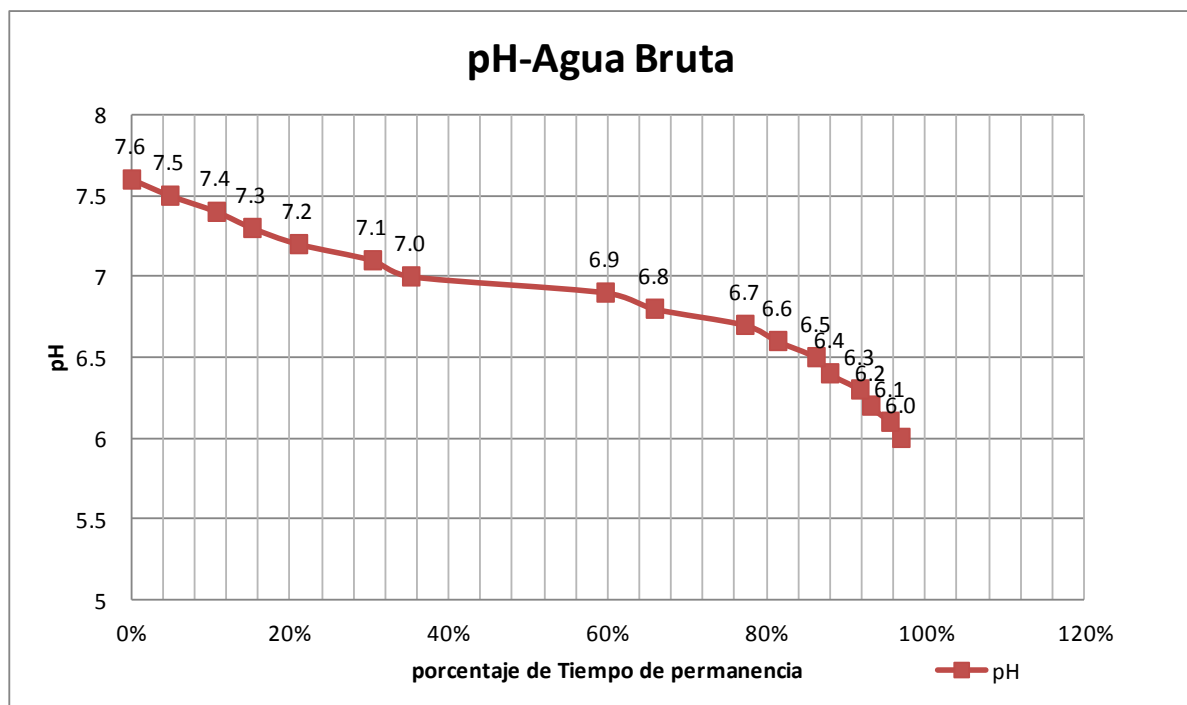


Gráfico 15: Evolución frecuencias acumuladas de pH de agua bruta

7.4 CALIDAD BACTERIOLÓGICA E HIDROBIOLÓGICA

Se pudo acceder a algunos resultados de análisis bacteriológicos e hidrobiológicos realizados por el Laboratorio de O.S.E, los cuales se muestran en las tablas que a continuación se adjuntan:

Bacteriológicos

PARÁMETRO	30/03/2011	31/08/2011	25/01/2012	10/08/2012
Coliformes Totales en 100 ml		>2400		>2400
Coliformes Totales NMP/100 ml	870		520	130
C Termotolerantes en 100 ml				
Escherichia Coli NMP/ 100 ml	110	370	58	
Pseudomona Sp en 10 ml				
Pseudomona aerug. En 10 ml)				
Enterococos NMP/100 ml	12	440		

Tabla 28: Parametros bacteriologicos

Hidrobiológicos

PARÁMETRO	28/01/11	01/06/11	27/01/12	28/05/12	30/05/12
Nematodos (org/ml)					
Org Unicelulares (org/ml)	1130	16	201.5		
Valvas Diatomeas (org/ml)					
Fitoplancton Total (org/ml)	643	24.4	68.36		
Zooplancton total (org/ml)	<15.7	10	0.88		
Cianobacterias (org/ml)				0.4	<0.4
Partículas de Fe/Mn			presencia		
Esporas y Hongos (org/ml)					presencia

Tabla 29: Parametros hidrobiologicos

No se registran eventos de algas a no ser casos eventuales y muy esporádicos en el tiempo de acuerdo a los datos suministrados por el Laboratorio de OSE y consultas realizadas al personal técnico.

8. AGUA FILTRADA

En la siguiente tabla se muestran los resultados de medición de parámetros del agua tratada que se eleva a la distribución de la ciudad de Durazno. Dichos valores son promedios mensuales extraídos de los partes quincenales de funcionamiento de la planta.

PARÁMETRO	AGUA TRATADA - VALORES MEDIOS										
	may-09	jun-09	jul-09	ago-09	sep-09	oct-09	dic-09	ene-10	feb-10	mar-10	abr-10
Turbiedad (NTU)	0,5	0,7	0,8	0,7	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,5	0,5
Temperatura (°C)	16,1	4,7	3,8	8,5	7,1	7,3	14,9	17,8	16,0	20,0	19,7
Alcalinidad (mg/l)	79,7	77,5	65,6	70,8	72,4	66,2	65,5	60,8	47,6	65,1	72,5
pH	7,1	7,0	7,0	7,0	7,0	6,9	7,0	6,9	6,9	7,1	7,0

Tabla 30: Valores medios de parámetros de Agua Tratada

Como se puede ver en tabla, la turbiedad a la salida de la planta se mantuvo por debajo de 1 NTU, valor exigido por la norma de OSE, en el período considerado.

En cuanto al pH del agua tratada siempre se mantuvo en el entorno de 7 y por tanto cumpliendo la norma de calidad interna de OSE que establece un rango de pH que va de 6,5 a 8,5.

8.1 TURBIEDAD

Considerando los datos para el período considerado se puede ver que la turbiedad estuvo por debajo de 1 NTU en el 99 % del tiempo considerado. La gráfica que se muestra a continuación muestra el comportamiento en el tiempo del parámetro turbiedad.

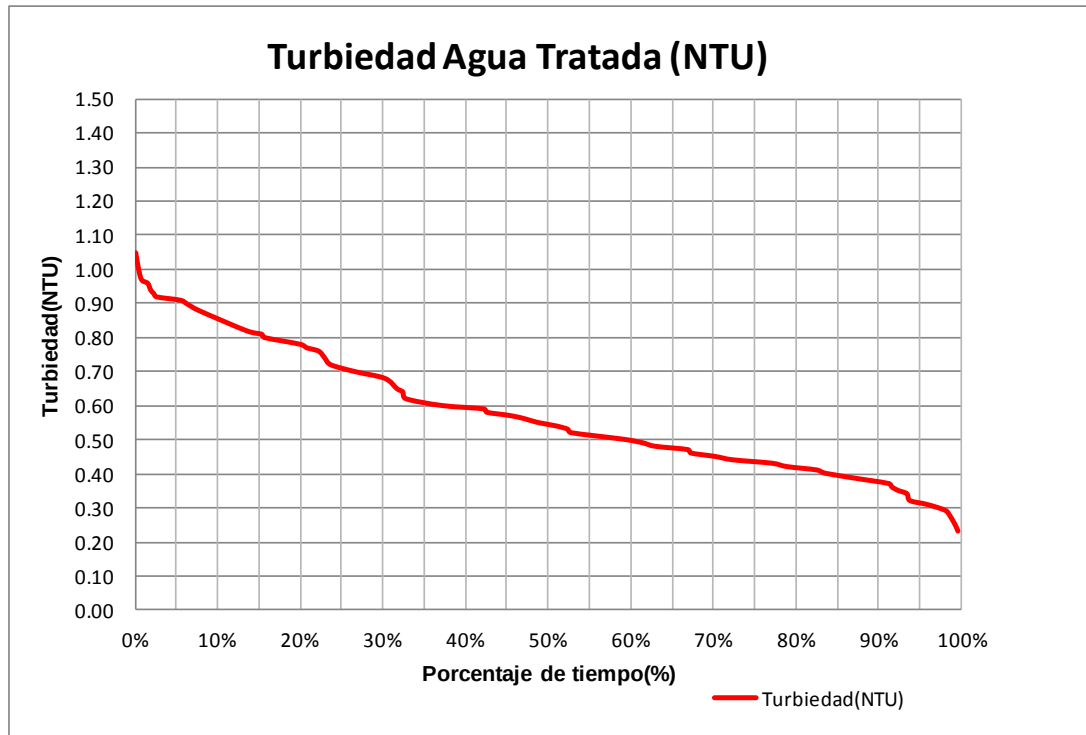


Gráfico 16: Evolución frecuencias acumuladas de turbiedad de agua tratada

Analizando los resultados de remoción de turbiedad para el período considerado, se ve que en promedio se remueve el 97%, a su vez se puede ver que el 96 % del tiempo la remoción de la turbiedad supera el 99 %.

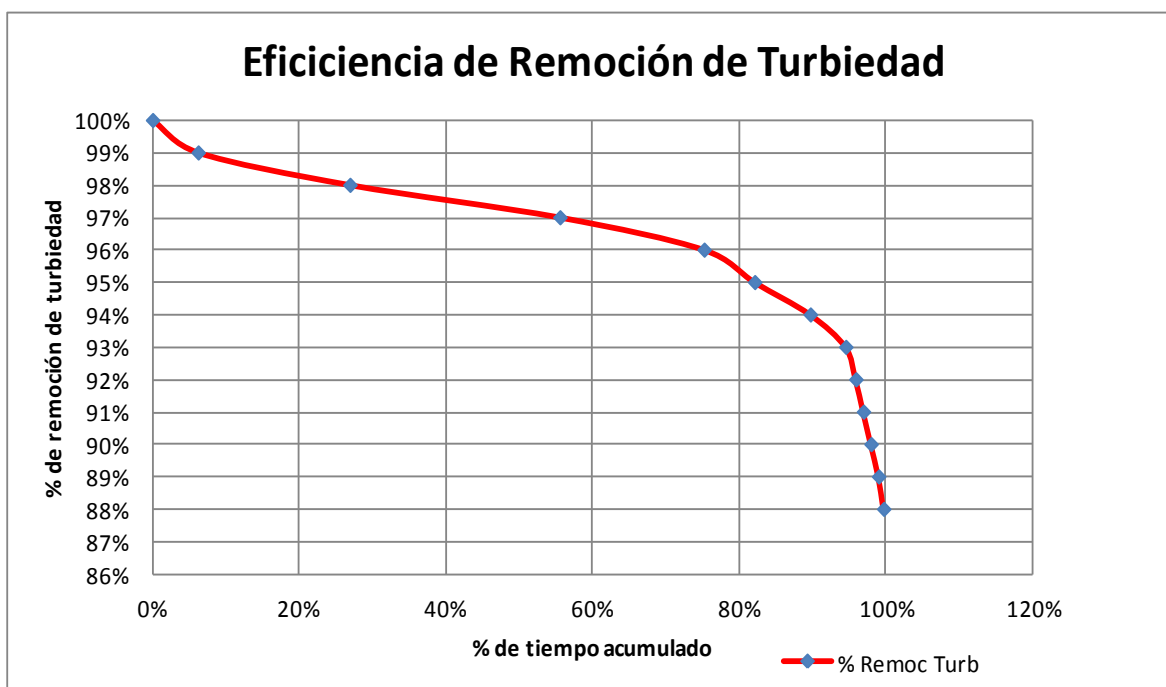


Gráfico 17: Evolución frecuencias acumuladas de remoción de turbiedad

8.2 ALCALINIDAD Y pH

La alcalinidad promedio del período considerado fue de 67 ppm de CaCO_3 , mientras que el 96 % del tiempo la alcalinidad total superó los 90 ppm de CaCO_3 , el mínimo alcanzó el valor de 42 ppm de CaCO_3 .

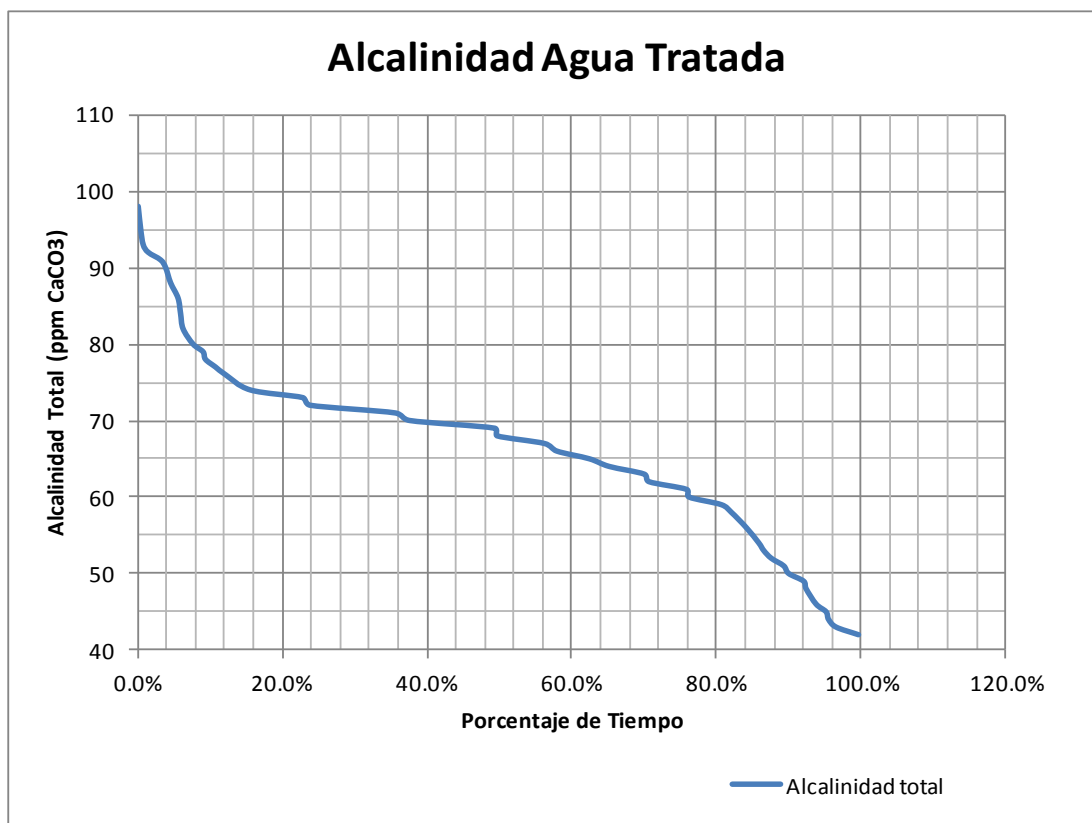


Gráfico 18: Evolución frecuencias acumuladas de alcalinidad de agua tratada

En cuanto al pH, se mantuvo siempre dentro del rango permitido por la norma, 6,5-7,2 salvo un caso puntual donde llegó a 6,4. Se agrega gráfico de valores de permanencia en el tiempo de pH.

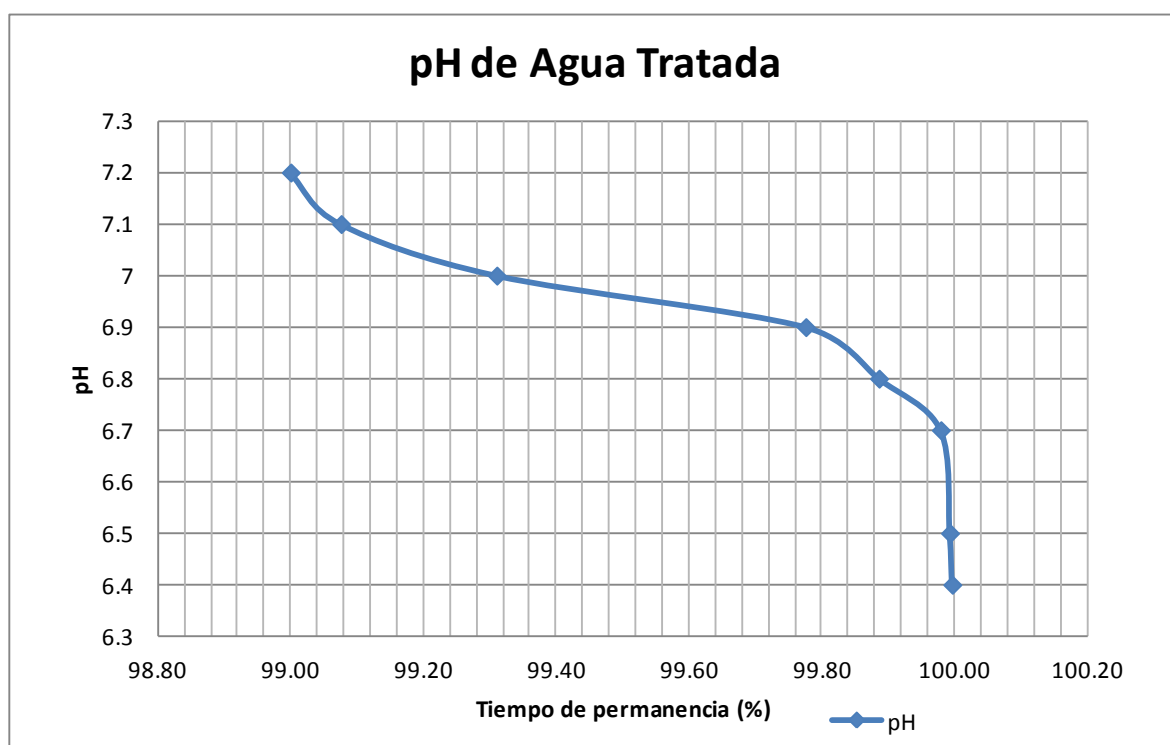


Gráfico 19: Evolución frecuencias acumuladas de alcalinidad de agua tratada

9. PRODUCTOS QUÍMICOS

En la siguiente tabla, se presentan las dosis promedio de sulfato de aluminio y de cal hidratada aplicadas para el proceso de potabilización del agua. Asimismo, se presentan las dosis promedio de cloro aplicadas al agua filtrada de manera de lograr la desinfección de la misma, y tener un residual de cloro en la distribución.

PRODUCTO	DOSIS MEDIAS DE PRODUCTOS QUÍMICOS APLICADOS									
	may-09	jun-09	jul-09	ago-09	sep-09	oct-09	dic-09	ene-10	feb-10	mar-10
Sulfato de aluminio (gr/m³)	57,3	57,6	64,0	73,1	83,5	83,4	78,2	81,2	79,4	80,0
Cal (gr/m³)	42,3	46,4	46,2	49,6	45,0	46,5	40,5	38,1	37,5	39,1
Cloro activo (gr/m³)	1,9	2,2	2,2	2,3	2,2	2,2	2,0	2,0	1,9	2,0

Tabla 31: Valores medios de dosis de productos químicos aplicados (Mayo 2006-marzo 2010)

9.1 POLIELECTROLITO

Al final del canal de agua coagulada se adiciona polielectrolito con el objetivo de mejorar la sedimentabilidad de los flocs, dicho polielectrolito es del tipo catiónico marca FLOPAM FO 4190, de alto peso molecular.

Las dosis habituales para éste tipo de producto aplicadas en O.S.E varían de 0,02 a 0,2 gr/m³, en el caso de la planta de agua de Durazno la dosis es de 0,15 gr/m³.

9.2 SULFATO DE ALUMINIO

Como se puede observar en el siguiente gráfico, se dosificó en promedio 74 mg/L de sulfato de aluminio. Por otro lado, del análisis del siguiente gráfico, el 10% del tiempo la dosis fue superior a 86 mg/L y el 10% del tiempo se dosificó una dosis inferior a 57 mg/L.

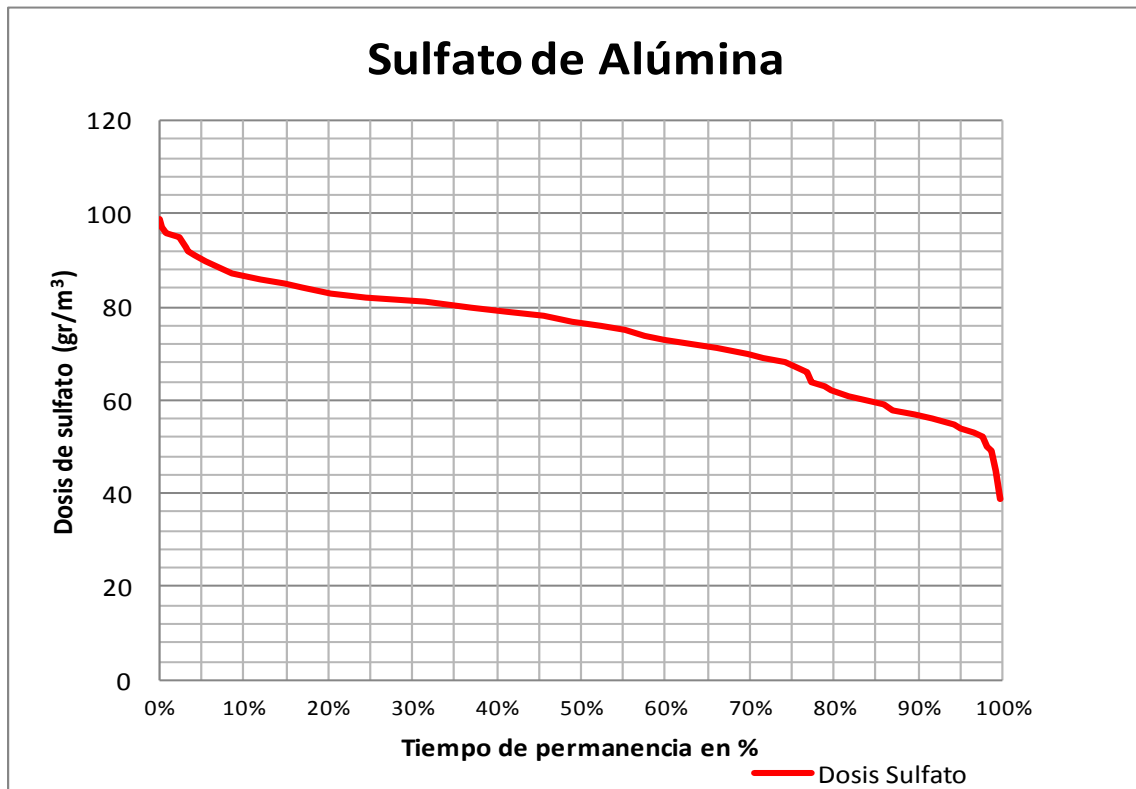


Gráfico 20: Evolución de frecuencias acumuladas de Sulfato de Alúmina

De acuerdo a los valores medidos de pH, el cual se encuentra el 90% del tiempo entre 6,5 y 7,5, a su vez los valores de dosis de sulfato de aluminio aplicadas, en un 95 % del tiempo, varían entre 50 mg/L y 99 mg/L. De acuerdo al diagrama de coagulación de Amirtharajah-Mills, se daría coagulación por barrido y barrido óptimo en ese rango de variación de pH y dosis de sulfato aplicado.

9.3 CAL

Como se puede observar en el Gráfico 21, se dosificó en promedio 43 mg/L de cal hidratada. Por otro lado, del análisis del mismo gráfico, el 10% del tiempo la dosis fue superior a 50 mg/L y el 10% del tiempo se dosificó una dosis inferior a 36 mg/L.

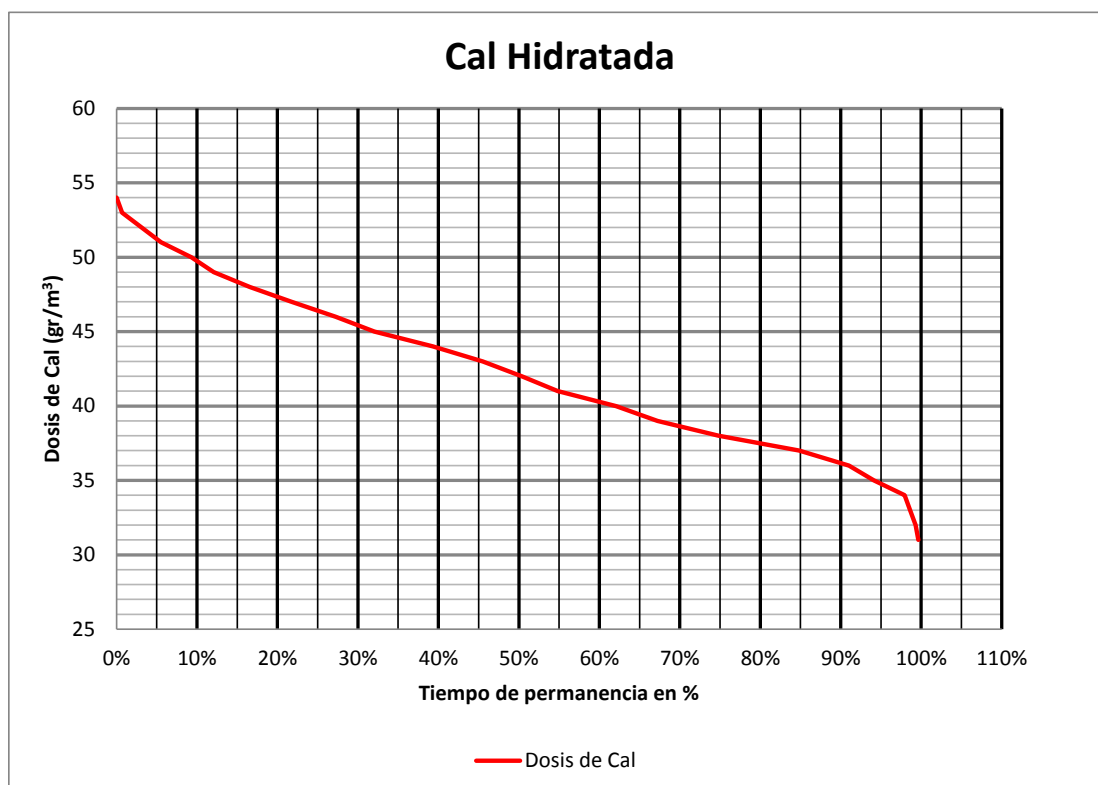


Gráfico 21: Evolución de frecuencias acumuladas de Cal

10. HIPÓTESIS ASUMIDAS PARA EL DISEÑO

10.1 UBICACIÓN

La elección de la localización del predio sobre el cual se implantará la nueva planta de tratamiento tuvo en cuenta el mapa de riesgo de inundaciones que se realizó en el Convenio entre la Intendencia Departamental de Durazno y MVOTMA-DINOT⁵, eligiéndose de esta manera un predio situado fuera de la zona de inundable, ubicado sobre la calle Batlle y Ordoñez esquina Gutiérrez Ruiz, con N° de padrón 4406. Se encuentra en una zona suburbana y elevada, 11 m por encima de la cota de la planta actual, está desocupado y sin vegetación significativa. Además esta expropiado y ya es propiedad de OSE. Posee una superficie total de 1 Há. 8068 m² 30dm² y sus cotas topográficas varían desde 81,50m a 87,25m, se anexa el plano de Mensura y Expropiación.⁶



Figura 30: Ubicación de nuevo predio, toma de agua y tubería de impulsión.

⁵ Anexo 7: Mapa de riesgo de inundaciones y Anexo 6: Mapa de áreas inundables.

⁶ Referencia Plano de Mensura y Expropiación de OSE. Anexo 1: Plano de mensura y Anexo 2: Planialtimetría.

10.2 OBRA DE TOMA

OSE evaluó la instalación de obra de toma, el pozo de bombeo y la estructura que contiene los equipos electromecánicos de arranque de bombas, existentes y su comportamiento en el evento extremo de inundación antes mencionado, allí se pudo constatar que la estructura que soporta los comandos de las bombas del pozo de bombeo, no fue alcanzada por el agua, ya que el nivel del agua llegó a estar a 1,20 m por debajo de los mismos. La suspensión del funcionamiento de la planta se debió a la inundación de la misma sobre todo en la sala de bombas, pero la toma de agua del río siempre estuvo disponible y en condiciones para funcionar.

Además de la evaluación de los equipos electromecánicos se evaluó el estado de conservación estructural así como el funcionamiento del pozo de bombeo y la obra de toma, decidiéndose *mantener los mismos en vista a la construcción de la nueva planta de tratamiento*.

Se deberá construir una nueva tubería de impulsión, con un nuevo trazado que conduzca al agua bruta desde el río a la nueva localización.

10.3 IMPULSIÓN DE AGUA BRUTA

La tubería de impulsión de agua bruta que unirá la toma con la nueva planta de tratamiento *ya ha sido diseñada por OSE*, tanto su trazado como su diseño, por tanto *no integra el presente estudio*.

Será ubicada sobre calles abiertas en la zona suburbana de la ciudad, sobre fajas de dominio público y por lo tanto, sin necesidad de servidumbres.

Dicha tubería será de 400 mm de diámetro con una longitud aproximada de 1,7 km, su cota de inicio es de 66,80m (cota del techo del pozo de bombeo) y su cota a la llegada a la planta será de 85,0 m⁷ siendo la cota final la del inicio del canal previo al medidor Parshall, dicha cota se determinará una vez que se tenga la ubicación relativa final tanto en planta como en elevación sobre terreno de todas las unidades integrantes del proceso de potabilización, debiendo conducir, al final del período de previsión, un caudal de 700 m³/h.

10.4 FUENTE DE AGUA

En cuanto a la fuente de agua será como en el presente, el Río Yí, para el presente estudio *se asume la suficiencia del recurso* tanto en la situación actual como a fin de proyecto.

El río pertenece a la cuenca de Río Negro, su nacimiento se encuentra próximo al Pueblo de Cerro Chato, localidad ubicada en el límite entre los departamentos de Florida y Durazno. Es un curso navegable en canoa aguas debajo de la localidad de Sarandí del Yí y se encuentra rodeado de montes de sauces y sarandíes y de abundantes zonas con arenas que las personas usan para recreación.

En la actualidad los principales usos del Río Yí están destinados al abastecimiento de agua potable, cuerpo receptor del efluente tratado y como actividades recreativas.

⁷ Plano del MOP de la obra de toma con cotas de terreno



Figura 31: Cuencas hidrográficas del Uruguay

10.4.1 Características

De la muestra analizada, proveniente de los Partes Diarios de Bombeo para el período Mayo 2009 a Abril de 2010 se presenta valores mínimos, medios y máximos para los principales parámetros del agua bruta.

10.4.1.1 Parámetros Fisicoquímicos

Mes	Temperatura(°C)			Alalinidad Total (mg/l CaCO ₃)			Turbiedad (NTU)			pH		
	Min	Med	Max	Min	Med	Max	Min	Med	Max	Min	Med	Max
Mayo 2009	5	14	18	82	101	119	8	14	18	7,2	7,4	7,6
Junio 2009	4	5	5	102	108	112	4	5	5	7,5	7,5	7,6
Julio 2009	2	4	7	23	41	96	9	48	84	6,1	6,5	7,4
Agosto 2009	8	9	9	22	35	42	20	28	50	6,3	6,8	7,0
Setiembre 2009	6	7	9	40	59	72	19	24	38	6,5	7,0	7,0
Octubre 2009	6	7	8	30	39	52	18	43	86	6,7	6,9	7,0
Noviembre 2009	Sin Datos											
Diciembre 2009	13	15	16	51	58	65	13	15	18	7,0	7,1	7,2
Enero 2010	16	18	20	40	56	82	14	15	18	6,6	7,0	7,4
Febrero 2010	15	16	18	15	25	42	15	44	51	6,0	6,4	6,9
Marzo 2010	19	20	21	32	53	61	21	31	53	7,2	7,1	7,2
Abril 2010	19	20	20	61	66	72	18	19	21	7,2	7,3	7,3

Tabla 32: Tabla de parámetros de Agua Bruta

De los valores de **Turbiedad** se puede concluir que son adecuados a la clase 1 definida por el Decreto 253/79 donde el valor límite para ese parámetro es de 50 NTU, en los valores promedio se cumple esta condición y puntualmente ocurren eventos de pico de turbidez asociados a lluvias que provocan arrastres de partículas hacia el curso de agua.

En cuanto a la **Alcalinidad Total**, se puede ver que los valores medios son relativamente altos en la mayor parte del período de tiempo analizado, su promedio para el período analizado es de 58 mg/l CaCO₃.

El **pH** del río Yí presenta un comportamiento levemente básico, variando a pH ácidos en ocasiones de eventos de lluvia debido a la leve acidez de ésta. Siempre se encuentra del rango de valores aceptables para la clase 1 (6,5 a 8,5)

Parámetros	Promedio General
Alcalinidad Total (mg/l CaCO ₃)	58
Turbiedad (NT.U)	26
pH	7
Temperatura (°C)	12

Tabla 33: Promedios generales de parámetros de Agua Bruta

Dado los valores registrados para turbiedad y alcalinidad, se puede definir el agua bruta como de baja concentración de coloides y alta alcalinidad⁸, por lo que es deseable predomine el mecanismo de coagulación por barrido. Las dosis de coagulante podrán ser elevadas en comparación con la turbiedad baja que posee el agua, en presencia de alta alcalinidad, en esas condiciones tendrá alta demanda de coagulante, pero como se ve en los datos analizados también existen épocas de baja alcalinidad, por tanto deberá ajustarse la dosis de coagulante en función de esas condiciones, llegando incluso a la aplicación de pre-alcalinizantes.

10.4.1.2 *Materia Orgánica*

La materia orgánica presente en el agua es la precursora de la formación de sub productos de la desinfección DBPs, la forma más eficiente de combatir la formación de los mismos es la eliminación de la materia orgánica presente.

La materia orgánica presente en el agua se realiza a través de la medición de TOC y de la absorbancia ultravioleta UVA 254 nm, altas concentraciones de TOC se relacionan con elevados de materia orgánica natural NOM, cuya reacción con el cloro potencia la formación de DBPs, especialmente THM.⁹

Se presenta a continuación una tabla conteniendo valores de resultados de análisis del agua bruta, realizados por el Laboratorio de OSE en la ciudad de Durazno.

Dada la presencia de materia orgánica en el agua del río Yí se define como necesaria la pre-oxidación como una forma de reducción precursores de los DBPs y por consiguiente reducción de los riesgos químicos derivados de la desinfección posterior con cloro.

⁸ De acuerdo a la clasificación de ENHOSA 2000

⁹ Riesgos biológicos y subproductos de la desinfección en el agua de bebida-Danilo Ríos.

Parámetro	Promedio
TOC (mg/L)	6,7
NT (mg/L)	0,6
FOSFORO (mg/L)	0,1
DOC (mg/L)	6,0
ABS 254nm	0,2
SUVA (L/mg-m)	4,0

Tabla 34.Resultados de análisis de agua del río Yi

11. DISEÑO DE LA NUEVA PLANTA DE TRATAMIENTO

En el presente capítulo de la Memoria Descriptiva se presenta fundamentalmente el diseño de las diferentes unidades que conforman el sistema de tratamiento de agua potable y aquellas unidades que correspondientes al sistema de tratamiento de los lodos generados en el proceso de potabilización de agua. Se incluyen además las instalaciones necesarias para la operación y mantenimiento de la planta, locales para el uso del personal de la misma y sendas de paso peatonal y vehicular.

11.1 ASPECTOS GENERALES

11.1.1 Objetivo principal del diseño

El objetivo principal de la construcción de la nueva Planta Potabilizadora de la ciudad de Durazno es la producción de agua potable en cantidad suficiente y calidad adecuada, de modo de satisfacer la demanda en todo momento de la ciudad de Durazno y la localidad de Santa Bernardina, atendiendo los requerimientos necesarios de producción para un horizonte de proyecto al año 2040.

Se considera el diseño del sistema de tratamiento de lodos generados en el proceso de potabilización sin dejar de lado el objetivo primordial de este proyecto como fue indicado en el párrafo anterior.

La razón fundamental por la cual se diseña una nueva planta potabilizadora es dar solución al problema de las inundaciones evitando dejar sin suministro a los habitantes de la ciudad, debido a que la actual planta se encuentra en una zona inundable, como se indicó en el punto 1.3 de esta memoria.¹⁰

11.1.2 Ubicación

La ubicación del predio donde se construirá la planta potabilizadora se indica en el capítulo 10. *Hipótesis asumidas para el diseño.*

11.1.3 Caudal de diseño y tiempo de funcionamiento

Para la determinación del caudal de diseño de la planta, que operará 24 horas diarias, se parte de la proyección de población para el año 2040¹¹, siendo ésta de 43.662 personas, la dotación de agua potable al final del período de previsión será de 200 L/hab.d (sin pérdidas).

HIPÓTESIS

- El porcentaje de pérdidas totales se mantendrá en el tiempo en un valor de 23,5 %, medido sobre el volumen de agua producida.
- La cobertura del sistema al año 2040 de 100 %
- El coeficiente de pico diario adoptado, $k_1=1,5$.

¹⁰ Anexo 7: Mapa de riesgo de inundaciones y Anexo 6: Mapa de áreas inundables.

¹¹ Determinada en el punto 4.3 de esta memoria.

Se determinó así el caudal máximo diario con pérdidas para el final del período de previsión, siendo **15.594 m³/d**.

Dicho volumen diario expresado en caudal horario vale **650 m³/h**, adoptado como caudal demandado por la población a fin del periodo de previsión, para 24 horas de funcionamiento.

Se asume un gasto de agua del 8%¹² tanto en la operación de la planta como en los posibles usos que sean requeridos por el personal y el aseo de los diferentes locales. Este gasto implica un caudal de diseño al final de periodo de previsión del **700 m³/h** para 24 hs. de funcionamiento.

El tiempo de funcionamiento es asumido en base a 3 turnos diarios de 8 hs cada uno y a que una planta de este porte deberá operar en forma continua para cubrir la demanda.

Se verificaron las pérdidas asumidas en el proceso de producción, considerándose como las más preponderantes a las pérdidas en el lavado de filtros de lecho mixto y carbón activado y pérdidas en la purga de lodos. Aquellas otras pérdidas consideradas menores como las correspondientes a consumos en locales húmedos, aseo en general, preparación de diluciones de productos químicos, etc. serán despreciables en la determinación del caudal de diseño frente a las mencionadas en primer lugar. A continuación se presenta una tabla con el porcentaje de pérdidas estimadas en cada unidad:

UNIDADES	V consumido(m ³)	% pérdidas de agua
Filtros de Lecho Mixto	933	5,56%
Filtros de CAG	350	2,08%
Purga de sedimentadores	56	0,33%
TOTAL	1339	7,97%

Tabla 35: % Pérdidas

¹² Porcentaje aproximado de pérdidas de agua durante el proceso de producción entre 5 y 10%.

11.2 DISEÑO CONCEPTUAL

Una vez evaluadas las características de la fuente de agua, en cuanto a calidad del agua bruta proporcionada por el Río Yí, el funcionamiento de actual planta potabilizadora, y las hipótesis asumidas, se evalúa el tipo de tratamiento a adoptar en el diseño.

11.2.1 Tipo de tratamiento

El tipo de tratamiento adoptado para el diseño es el de un sistema de planta convencional, en el que se incluyen las siguientes etapas de tratamiento:

- i. Pre-Oxidación
- ii. Pre-Alcalinización
- iii. Coagulación y Mezcla rápida
- iv. Floculación
- v. Sedimentación
- vi. Filtración
- vii. Adsorción
- viii. Desinfección
- ix. Post-Alcalinización
- x. Corrección de pH

Si bien las etapas i., ii., ix. y x. están incluidas dentro del tratamiento su ejecución estará condicionada a que la calidad del agua bruta lo amerite.

Se incluye en el diseño en forma adicional, la implantación de un sistema de tratamiento de los lodos, a modo de minimizar el posible impacto ambiental consecuencia de los lodos generados en el proceso de producción de la planta potabilizadora.

Con base en las normativas vigentes de calidad de líquidos vertidos a curso de agua y en consideraciones ambientales, es fundamental dar tratamiento a los residuos generados en la planta. El parámetro preponderante en los lodos es contenido de sólidos suspendidos y sedimentables de origen natural y agregado, causa de los productos químicos utilizados durante el tratamiento, que generan depósitos de sedimentos en el cuerpo receptor. Estos depósitos generan diferentes efectos adversos en el cuerpo receptor, siendo algunos de ellos mencionados a continuación:

- Afectación del escurrimiento normal del curso de agua, alterando la dinámica del mismo.
- Afectación de la biota del cuerpo de agua reduciendo el desarrollo de organismos, principal alimento de los peces que lo habitan.
- Alteración de las características normales de la fuente de agua, como son turbiedad y color, afectando estéticamente al curso y disminuyendo la actividad fotosintética de la flora acuática causa de una disminución en la penetración de la luz solar.
- Posibles concentraciones de metales como aluminio, afectando tóxicamente el cuerpo receptor.

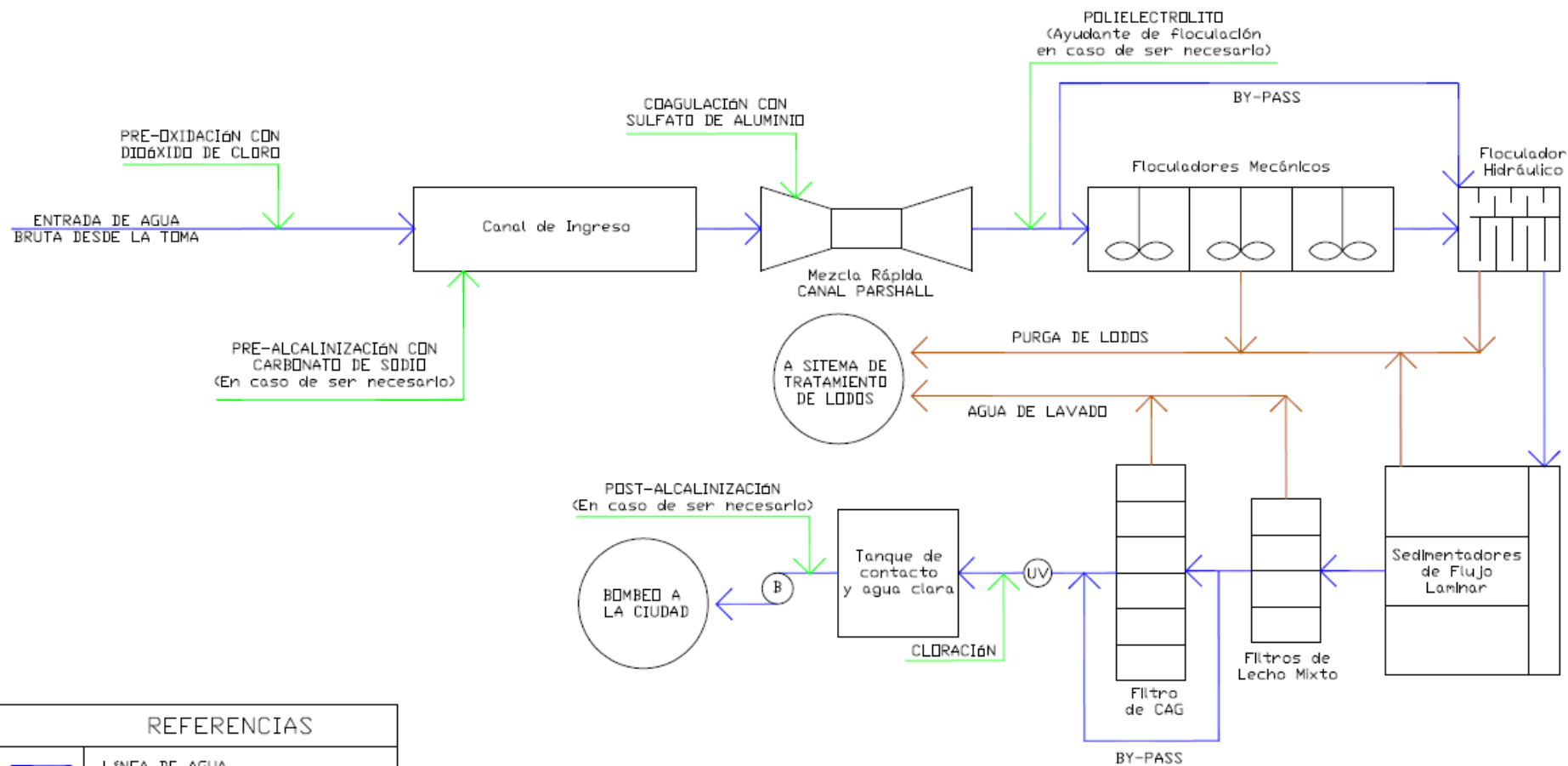
Con el tratamiento de los lodos generados en la planta se trata de evitar el vertido de los mismos al curso de agua, en este caso al Río Yi. El diseño incluye el tratamiento de los efluentes por medio de un sistema de espesado y deshidratación de los mismos, para posteriormente ser transportarlos hacia su disposición final, que se estipula será el relleno sanitario municipal de la ciudad.

Actualmente la disposición final de residuos sólidos urbanos, se realiza en un vertedero a cielo abierto ubicado al sur – sureste de la ciudad en el cruce de la calle Antonio Orlando Giordano y un camino vecinal que une esta calle con la Ruta Nº5 a la altura del kilómetro 180. La vivienda más cercana es lindera al sitio donde se depositan los residuos y a una distancia de 250 m se encuentra el comienzo de la zona urbana. El casco urbano de la capital departamental dista 1,7 km.

El predio se encuentra ubicado en el mismo padrón en el que se encuentra el Zoológico Municipal y el Parque de la Hispanidad. En un total de 45Há, de las cuales aproximadamente 17Há están destinadas al vertedero de RSU. En el *Anexo 8- Ubicación de relleno sanitario*, se encuentra un mapa de la ciudad con la ubicación del relleno sanitario¹³.

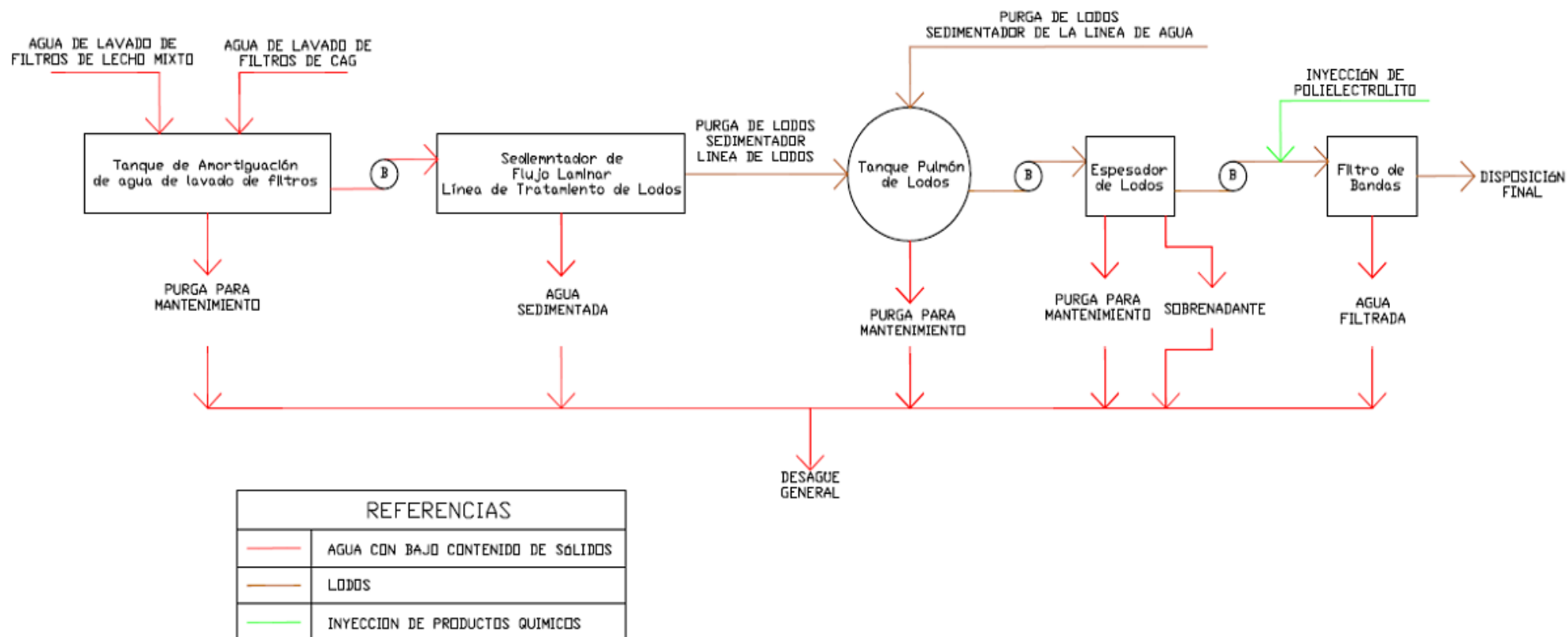
¹³Instrumento de Ordenamiento Territorial-Proyecto de Plan Local de la ciudad de Durazno. Convenio Intendencia Departamental de Durazno-MVOTMA – DINOT. Diciembre 2012.

11.2.2 Diagrama de Flujo de la línea de agua



REFERENCIAS	
	LÍNEA DE AGUA
	LODOS
	INYECCION DE PRODUCTOS QUIMICOS

11.2.3 Diagrama de Flujo de la línea de lodos



11.3 TRATAMIENTO AGUA POTABLE

11.3.1 Pre-Oxidación

La pre-oxidación es un proceso usado para remover olor y sabor en el agua, efectos generalmente asociados a la presencia de algas y/o de vegetación en descomposición existente en el curso de agua. Dependiendo del oxidante usado para la realización del proceso y de la calidad de agua de la fuente, se puede minimizar o maximizar la formación de subproductos de la desinfección (DBPs).

Este proceso tiene la propiedad de hacer que se consuma menor cantidad de cloro destinado a oxidar la materia orgánica presente en el agua bruta en la etapa de desinfección.

Los oxidantes más utilizados son el permanganato de potasio, peróxido de hidrógeno, dióxido de cloro y ozono. Generalmente son aplicados antes de la coagulación de forma de oxidar los precursores de subproductos de la desinfección y clorar al final del tratamiento. La aplicación de los oxidantes de esta forma permite que el proceso de coagulación sea más eficiente. Pero también es posible oxidar después de las etapas de coagulación, sedimentación y filtración, bajando la dosis de oxidante y reduciendo la formación de potencial de DBPs.

Se decide entonces pre-oxidar el agua bruta en el ingreso a la planta de tratamiento mediante la aplicación de dióxido de cloro, previo a la aplicación de sulfato de aluminio disminuyendo el consumo de este último y no generando trihalometanos.

Como oxidante, el dióxido de cloro es usado para controlar gustos y olores presentes en el agua y asociados a la presencia de algas y degradación de la vegetación existente en el curso de agua; es un desinfectante eficiente en una amplia gama de valores de pH; además de tener un alto poder de remoción de organismos patógenos. También posee algunos puntos en contra como que los equipos de generación son más sofisticados y por lo tanto el costo de producción es más elevado, se necesita además mayor espacio para el almacenamiento de los productos necesarios para su generación entre otros.

Es importante destacar que en la oxidación de hierro y manganeso con dióxido de cloro, se produce la reducción de hierro y manganeso causantes de olor y sabor en el agua, ésta reacción con las formas solubles de hierro y manganeso forma precipitados que son eliminados en el proceso de clarificación (sedimentación y filtración).

Como subproducto de la oxidación con dióxido de cloro se produce ión clorito (ClO_2^-), dicho compuesto indeseable y cuyo valor está limitado por norma de O.S.E a 0,7 mg/l, se puede controlar con la adición de hierro ferroso (cloruro ferroso, sulfato ferroso) antes de la coagulación para reducir químicamente dichos iones y mejorar el proceso global de floculación.

Se resumen a continuación algunas de las ventajas y desventajas del proceso de pre-oxidación con el uso de dióxido de cloro como oxidante:

VENTAJAS

- Oxidación de materia orgánica
- Control de olor y sabor
- Menor consumo de coagulantes
- Disminución de la generación de DBPs y reducción de THM en la posterior cloración.
- El dióxido de cloro es más eficaz que el cloro y las cloraminas para la inactivación de virus, Cryptosporidium y Giardia.
- El dióxido de cloro oxida hierro, manganeso, y sulfuros.
- El dióxido de cloro puede mejorar el proceso de clarificación.
- Sabor y olores resultantes de algas y la vegetación en descomposición, así como compuestos fenólicos, son controlados por el dióxido de cloro.
- Bajo condiciones adecuadas de generación (es decir, no hay exceso de cloro), no se forman DBPs sustituidos por halógenos, HAAs.
- El dióxido de cloro es fácil de generar.
- Propiedades biocidas no están influenciadas por el pH.
- El dióxido de cloro proporciona residuales.
- Se requieren valores de C.T bajos para lograr altos valores de inactivación

DESVENTAJAS

- El proceso de dióxido de cloro se forma subproductos específicos, el clorito y el clorato.
- La eficiencia del generador y la dificultad de optimización pueden causar un exceso de cloro para ser alimentado en el punto de aplicación, lo que potencialmente puede formar DBPs halógenos sustituidos.
- Los costos asociados con la capacitación, muestreo y pruebas de laboratorio para el clorito y clorato son altos.
- Equipo está típicamente alquilado, y el costo del clorito de sodio es alto.
- Medición de gas de dióxido de cloro es explosivo, por lo que debe generarse en el lugar.
- El dióxido de cloro se descompone en la luz del sol.
- El dióxido de cloro se debe hacer en el lugar.

11.3.1.1 Características del producto

De acuerdo a lo recomendado por el proveedor local, el producto se caracteriza por:

Nombre	PURATE
Formula	Clorato de sodio/peróxido de hidrógeno
Color	azulado
Aspecto	límpido
Densidad	1400 kg/m ³

Tabla 36: Características PURATE

Nombre	ÁCIDO SULFÚRICO
Formula	H ₂ SO ₄
Color	incoloro
Aspecto	límpido
Concentración	78 %

Tabla 37: Características Acido Sulfúrico

11.3.1.2 Dosis

Las dosis típicas de dióxido de cloro que se utilizan como un desinfectante en tratamiento de agua potable están en el rango de 0,07 a 2,0 mg / L, el estándar es de 1,0 mg / L¹⁴.

La dosificación debe realizarse en la tubería de impulsión de agua bruta a la entrada de la misma a la planta.

11.3.1.3 Generador

El equipo generador en sitio de dióxido de cloro marca AKSO NOVEL, es de origen estadounidense, con una filial en Brasil y por tanto, es posible la importación del producto desde allí, recibe como ingredientes ácido sulfúrico y PURATE (clorato de sodio + peróxido de hidrógeno)¹⁵.

El clorato de sodio se reduce por el peróxido de hidrógeno en presencia de ácido sulfúrico para producir dióxido de cloro como se muestra en la siguiente ecuación. Las ventajas de esta química son velocidades de reacción rápidas y minimización de subproductos no deseados:



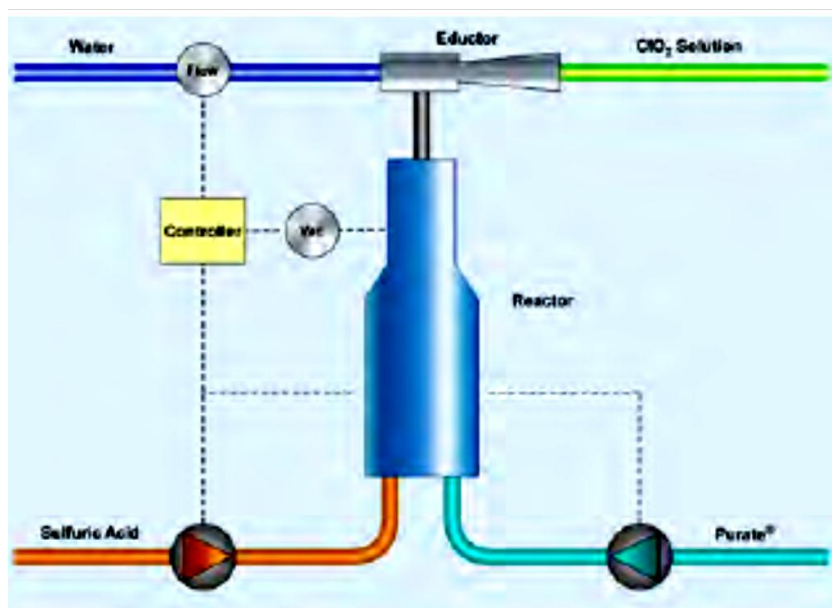
El sistema de producción de dióxido de cloro está dimensionado para producir hasta 45 kg/h de dióxido de cloro. Una fórmula patentada de peróxido de hidrógeno y de clorato de sodio se mezclan en fábrica para formar Purate®.

¹⁴ Recomendación de la dosis máxima recomendada por la empresa PROAGUA representante local e importador del producto PURATE en Uruguay.

¹⁵ Ver catalogo adjunto en el Anexo Catálogos.

El ácido sulfúrico y Purate[®] alimentan al reactor, propiedad de **Akzo Nobel**, mediante bombas dosificadoras de productos químicos. En el interior del reactor, los productos químicos reaccionan para producir dióxido de cloro, oxígeno, sulfato de sodio y agua.

El flujo de agua que fluye a través de un eyector genera la creación de un vacío para la eliminación de productos del reactor. Productos químicos son absorbidos en el agua que entra en el eyector. La velocidad de generación de dióxido de cloro se puede monitorizar utilizando un analizador de ClO₂ opcional.



AD Model Flow Schematic

Tabla 38: Esquema de funcionamiento del generador de ClO₂ de la marca AKSO NOVEL

El agua efluente del generador contiene cantidades de dióxido de cloro y trazas de subproductos. Las reacciones químicas tienen una eficiencia mayor que 95 %. El peróxido de hidrógeno se consume en la reacción química y el ácido sulfúrico no reaccionado sale del reactor con el producto de ClO₂ y en consecuencia disminuye el pH del agua de proceso. Si es necesario, se pueden utilizar cualquiera de varios productos químicos, óxido de magnesio, carbonato de sodio, soda cáustica, etc. se para neutralizar el efluente sin efectos adversos sobre el dióxido de cloro.

Las tasas de producción deseadas mantienen altas eficiencias químicas mediante la utilización de un PLC que controla el funcionamiento seguro del equipo, Akzo Nobel incorpora un sistema lógico de desconexión de seguridad.

En el caso de generarse sub productos de la desinfección (DBP's) con dióxido de cloro, éstos serán removidos o adsorbidos en el filtro de carbón activado granular que se ha diseñado para la nueva planta.

11.3.1.4 Equipo de bombeo

El equipo generador incluye la incorporación de una bomba tipo booster en línea que recibe agua potable y se encuentra conectada al eyector (que recibe el dióxido proveniente del reactor), dicha interconexión a través del agua bombeada a 7 kg/cm^2 de presión y un caudal de $1,5 \text{ m}^3/\text{h}$, es la responsable de la incorporación del producto a la solución y mediante una conexión a la tubería de agua se dosifica el producto con la dosis configurada en el equipo, el generador y su automatismo incorporado se encarga de mantener constante el caudal de la bomba variando la cantidad de dióxido que genera para lograr la dosis seleccionada previamente.

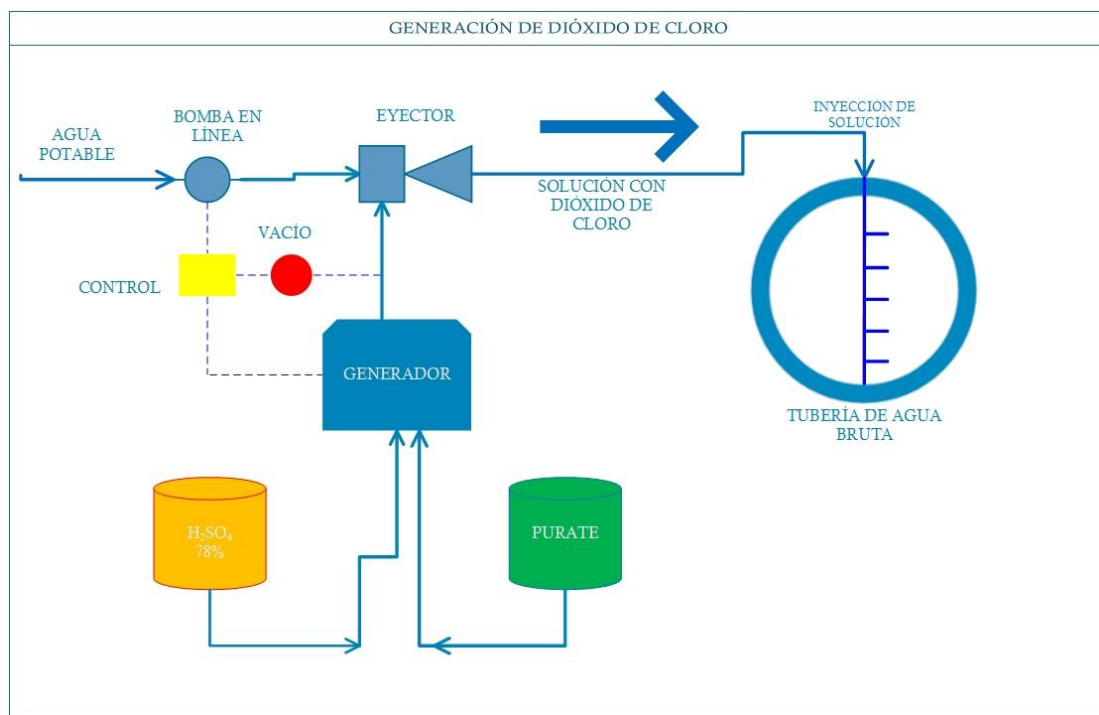


Figura 32: Esquema de generación de dióxido de cloro

11.3.1.5 Almacenamiento del producto

El almacenamiento del producto debe realizarse en tanques de material PEAD PE80 o PE100 y la capacidad adecuada, tomando precauciones de seguridad que impidan ante un eventual derrame la posibilidad de mezcla de los productos fuera del reactor, dicha situación es muy peligrosa por tanto se deben instalar los tanques de modo tal que queden aislados eventuales derrames de producto. Cada tanque debe estar levantado del piso y poseer canaletas de recolección y desagües independientes.



Figura 33: Tanques de acopio de productos químicos

Es importante que los tanques contenedores de los productos químicos posean doble pared, dándole más seguridad ante un derrame, debiendo tener a su vez un sistema interno de alarma que detecte la presencia del producto entre las 2 capas del tanque. También deberá contar con medidor de nivel mediante flotador o algún sistema similar, que permita conocer el nivel del líquido en el tanque, además de ventilaciones adecuadas y acceso mediante acople rápido para una bomba de carga del producto en ocasión de ser llenado por el proveedor.

Producto	Densidad(kg/L)	Consumo diario (L/d)	Consumo mensual (L/mes)
PURATE	1,4	49,8	1494
H ₂ SO ₄	1,75	40,32	1209,6

Tabla 39: Consumo de Ácido sulfúrico y Purate para el caudal de fin de proyecto

De la tabla de consumos de los productos químicos se determina que el volumen de los tanques debe ser de 1500 litros cada uno.

11.3.1.6 Tubería de entrada y canal de acceso a la canaleta

La llegada de la tubería de impulsión de agua bruta, de 400mm de diámetro, a la planta de tratamiento proveniente del pozo de bombeo, ingresa a un canal que posteriormente tiene instalado un aforador o medidor Parshall, destinado a realizar la medición del caudal de ingreso a la planta así como la mezcla rápida en el resalto que se produce dentro del mismo.

La llegada de la tubería de impulsión se materializa por el fondo del canal mediante una descarga en flor, continuando su recorrido por el canal mientras su flujo se hace normaliza y se vuelve estable. En el punto 4.2 de la Memoria de Cálculo se describen los cálculos para la tubería en flor de ingreso al canal.

El canal de ingreso está constituido por dos ramas ambas de 12,4 m de longitud. La primera presenta una suave pendiente, definida por ancho de 0,90 m, una profundidad de 1,12 m en el tramo que antecede el Parshall y 1,20 m en el tramo que precede al mismo. Luego de la primera rama se produce un giro a 90° hacia la segunda rama del canal, el pasaje entre una rama y otra es de 1,0m de ancho. La segunda rama del canal tiene el mismo ancho que el definido para el canal Parshall, esto es 0,845m y la misma pendiente de fondo que el tramo anterior, la longitud de ese tramo es de 2,76 m y a continuación se instala el aforador que definido según dimensiones estandarizadas.

11.3.2 Pre-Alcalinización

En caso de que sea necesario tener que adicionar al agua más alcalinizante del que reacciona con la alcalinidad natural de la misma, es necesario dejar dispuesto un punto de inyección para alcalinizar previamente a la adición del coagulante.

El alcalinizante recomendado habitualmente por OSE es el Carbonato de Sodio o comúnmente llamado Ceniza de Soda por lo que adopta como el producto químico a dosificar en caso de ser necesario.

11.3.2.1 Características del producto

Las características principales del producto elegido se presentan en la siguiente tabla:

Nombre	Carbonato de Sodio
Fórmula	Na_2CO_3
Aspecto	Polvo blanco inodoro

Tabla 40: Características Carbonato de sodio.

11.3.2.2 Dosis

La dosificación de ceniza de soda se determina con base en el estudio del histograma de frecuencias de la alcalinidad del agua bruta, a partir de los datos obtenidos en las planillas de operación de la actual planta.

Del histograma se concluye que en cerca de 160 días al año la alcalinidad del agua bruta es menor a 53 mg/L como CaCO_3 , y por tanto sería necesaria la aplicación de alcalinizante.

Para estimar la dosis de ceniza de soda, se asume que para un valor de alcalinidad del agua bruta de 20 mg/L como CaCO_3 (mínimo valor registrado en las planillas de operación) y una dosis media de coagulante de 74 mg/L, el valor obtenido a aplicar de ceniza de soda es de 26,7 mg/L.

Este valor es estimado ya que se obtuvo con base en las observaciones realizadas en la planta existente, por lo tanto, deberá ser ajustada en función de la alcalinidad medida durante la operación habitual de la nueva planta una vez en funcionamiento.

Los cálculos se presentan en el punto 4.3.1 de la Memoria de Cálculo.

11.3.2.3 Consumo

Para la dosis de alcalinizante obtenida en el punto anterior, se determina el consumo diario del producto, resultando 452 kg/d. Se estima el consumo para los 160 días requeridos al año, siendo este valor de 72.320 Kg/año.

El producto se comercializa en bolsas de 45 kg, y por tanto el consumo anual sería de unas 1607 bolsas.

Los cálculos se presentan en punto 4.3.2 de la Memoria de Cálculo.

11.3.2.4 Preparación de la solución

El producto deberá prepararse diariamente, mezclando 4250 L de agua con 452 Kg de ceniza de soda. Por lo tanto se debe disponer de un depósito cuya capacidad de almacenamiento asciende a 4250 L.

Los cálculos se presentan en el punto 4.3.3 de la Memoria de Cálculo.

11.3.2.5 Bomba Dosificadora

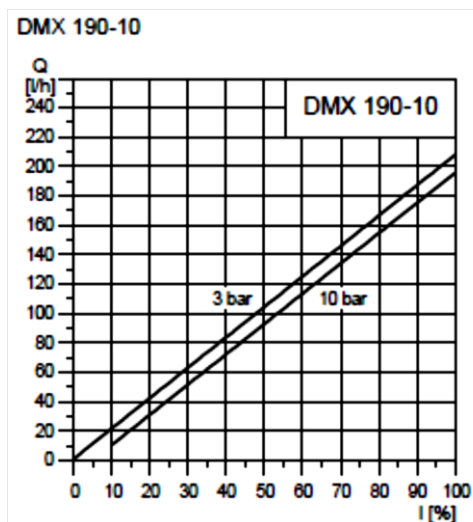
Se deberá seleccionar la bomba dosificadora de diafragma y pistón. La instalación será del tipo 1+1, de manera de que un equipo se encuentre en funcionamiento y el otro permanezca como respaldo en caso de ser necesario.

El equipo seleccionado deberá asegurar el bombeo para un caudal correspondiente a la dosis máxima de ceniza de soda, en este caso correspondiente a 186,9 L/h.

Los cálculos se presentan en el punto 4.3.4 de la Memoria de Cálculo.

Marca	Modelo	Caudal(l/h)	Presión Máxima(BAR)	Motor	Volumen carrera(cm ³)	Frecuencia emboladas(n/min)	Peso(kg)
				Potencia(W)			
GRUNDFOS	DMX190	190	10	370	18,5	175	30

Tabla 41: Características de la bomba.



Dosis(mg/l)	Caudal(l/h)	%Carrera
26,7	186,9	98

Tabla 42

11.3.3 Coagulación y mezcla rápida

La etapa de coagulación consiste en la neutralización de las partículas mediante el agregado de cargas de signo positivo, a través de la adición en el agua bruta de un producto denominado coagulante. Las partículas que se encuentran en el agua bruta son demasiado livianas, generalmente se presentan cargadas negativamente, y debido a que las cargas del mismo signo se repelen no es posible, bajo esas condiciones, agruparlas entre sí de manera de lograr otras de mayor tamaño.

El proceso tiene una duración de unos pocos segundos y es necesario que se produzca una agitación violenta (punto de gran turbulencia) para que el coagulante se mezcle completamente con el agua que ingresa a la planta. Para ello se decide colocar un aforador Parshall en la segunda rama del canal de entrada como se mencionó en el punto anterior.

11.3.3.1 Dispositivo de mezcla rápida

Para el diseño del aforador fue consultada bibliografía técnica¹⁶, en la cual se presentan recomendaciones de dimensionamiento para este tipo de medidores de flujo crítico. El respectivo canal Parshall se diseñó en base a ellas, para el caudal de proyecto y para el de inicio del mismo. Se asumieron dos condiciones de temperatura, 2°C y 15°C respectivamente, tomando en consideración la influencia que tiene la temperatura en los parámetros involucrados en el cálculo del gradiente G , resultando que las dimensiones de dicha instalación son las de un canal Parshall de 12" de garganta.

Para esta unidad las dimensiones estandarizadas son:

W(garganta)		A	B	C	D	E	F	G	K	N
pulgadas	cm									
12"	30,5	137,2	134	61	84,5	91,5	61	91,5	7,6	22,9

Tabla 43: Dimensiones estándar de Medidor Parshall

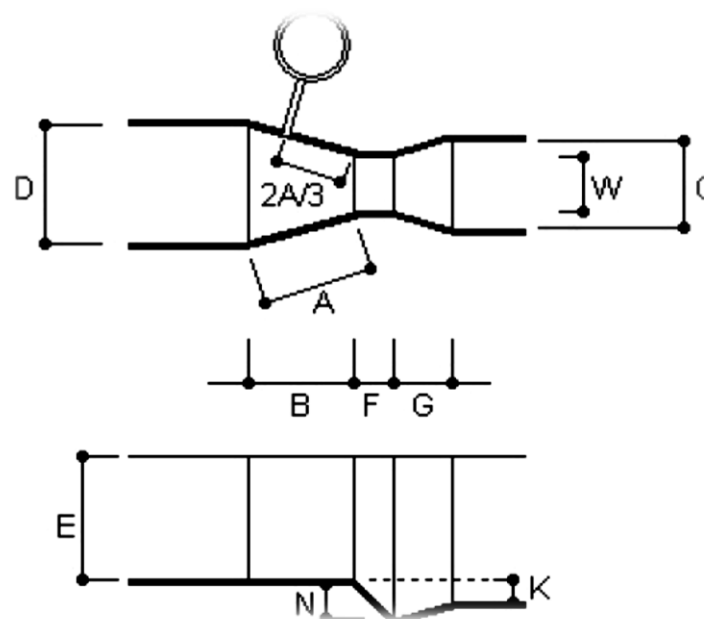


Figura 34: Esquema en corte y en planta de un medidor Parshall

¹⁶ Hidráulica Aplicada às Estacoes de Tratamento de Água-5ªedicao-Marcos Rocha Vianna

¹⁶ Tratamento de Água-Tecnologia atualizada-Carlos Richter-José M. de Azevedo Netto

Donde el largo total del aforador es de 3,8 m.

Por otra parte, la medición de la altura H en la sección de medición del Parshall es imprescindible para el cálculo del caudal circulante, mediante la siguiente fórmula¹⁷:

$$Q = K.H^n$$

Donde,

Q es el caudal en m³/s
H es la altura en m

Donde los parámetros K y n se muestran en la siguiente tabla, distinguiéndose según se usen unidades del sistema internacional o el sistema ingles de unidades:

W		n	k	
pulgadas	cm		métricas	inglesas
1'	30,5	1,522	0,69	

Fuente: Azevedo Netto. J.M de Manual de hidráulica

6ta Edición Sao Pablo

Figura 35: Tabla de parámetros k y n para el cálculo del caudal circulante en un medidor Parshall

Los valores recomendados¹⁸ para mezcla rápida del Gradiente de Velocidad y el tiempo de mezcla son los siguientes:

G (s⁻¹)	700 s ⁻¹ < G = < 1700 s ⁻¹
T (s)	1 a 5

Tabla 44: Recomendaciones para G y T

Para el aforador Parshall elegido se logran los siguientes valores de G y T:

	Q(m ³ /s)	T(°C)	T(s)	G(s ⁻¹)	NC
Inicio de Proyecto	0,104	2	1,14	1423	1622
		15		1720	1961
Fin de Proyecto	0,1944	2	0,91	1262	1148
		15		1397	1271

Tabla 45: Valores de G y T para distintos escenarios de Proyecto y condiciones ambientales

Siendo G.T= Número de Camp

Una vez aplicados tanto el coagulante como eventualmente el pre alcalinizante, el agua recorre un canal de hormigón que lleva hasta las unidades de floculación de la planta.

Las dimensiones del canal de agua coagulada son las siguientes:

¹⁷ AZEVEDO NETTO, J. M. de. *Manual de hidráulica*, 6.ed. São Paulo, Edgard Blücher, 1973

¹⁸ Curso de Tratamiento de agua Potable – Facultad de Ingeniería - UDELAR

Largo(m)	4,85
Ancho(m)	0,61
Profundidad(m)	0,8

Tabla 46: Dimensiones canal de agua coagulada.

11.3.3.2 Características del coagulante

Se usará como coagulante sulfato de aluminio, siendo este el coagulante más usado en el Uruguay. Para su aplicación es necesario diluirlo, en general se recomienda llevarlo a una concentración de entre el 1 y 2%. Si bien el producto se presenta en dos tipos, sulfato de aluminio técnico y sulfato de aluminio comercial, se elige aplicar sulfato de aluminio comercial (líquido)¹⁹.

En la siguiente tabla se presentan algunas de las principales características del producto:

Nombre	Sulfato de aluminio
Formula	$Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$
Color	Rojizo
Densidad	1,325 g/mL
Contenido de Oxido de aluminio	7,2%

Tabla 47: Características del Sulfato de aluminio.

11.3.3.3 Dosis de Sulfato de Aluminio

La dosis de coagulante es la cantidad que se agrega por unidad de volumen de agua tratada. La dosificación del sulfato de aluminio se determina en función de la información registrada en las planillas de operación de la actual planta potabilizadora. En la actualidad la planta de tratamiento usa como coagulante sulfato de aluminio líquido y las dosis aplicadas expresadas en dosis mínima, máxima y promedio, se muestran en la siguiente tabla:

	Mín.	Máx.	Prom.
Dosis(mg/L)	39	99	74

Tabla 48: Dosis de Sulfato de Aluminio actuales

Si bien lo ideal para definir la dosis óptima de coagulante es mediante la realización de ensayos piloto en laboratorio (por ejemplo, jar-test periódicamente durante todo un año) para las distintas calidades que pueda presentar el agua bruta, los plazos para la realización del presente trabajo no permiten llevar a cabo estas tareas.

La nueva planta de tratamiento contará con la misma fuente de agua bruta, por lo cual se asume que el comportamiento de la fuente en cuanto a valores de Alcalinidad, Turbiedad tendrá comportamientos similares a los actuales, sin embargo el tratamiento en la nueva planta tendrá

¹⁹ Manual de Tratamiento de Aguas Superficiales- OSE-División capacitación desarrollo gerencial

diferencias con el actual ya que tendrá pre-oxidación con dióxido de cloro lo cual podrá disminuir las dosis necesarias de coagulante.

Según se pudo observar en los datos extraídos de los Partes de Funcionamiento de la actual planta, la alcalinidad del agua bruta el 50 % del período analizada se encuentra por debajo de 50 mg/l CaCO_3 , por lo cual al igual que sucede hoy en día, se deberá pre alcalinizar para tener valores de alcalinidad adecuados en la coagulación.

Para los rangos obtenidos se obtienen los siguientes consumos de producto en Kg/d de Sulfato de aluminio. Los cálculos se presentan en el punto 4.5.1 de la Memoria de Cálculo.

	Mín.	Máx.	Prom
Consumo de Producto comercial (L/día)	1168	2964	2215

Tabla 49: Consumo de sulfato de aluminio.

11.3.3.4 Forma de dosificación

El punto de aplicación del coagulante se encuentra antes del comienzo del resalto para aprovechar al máximo la disipación de energía y agitación creada por el resalto hidráulico. Dicha aplicación deberá hacerse en forma distribuida en el ancho del Parshall para lograr una aplicación uniforme del coagulante.

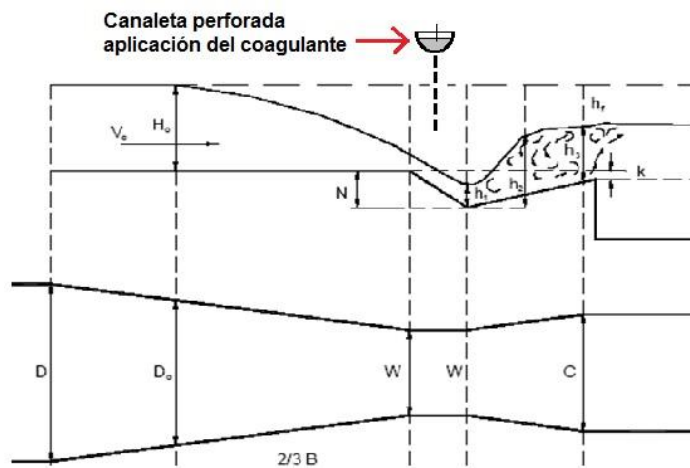


Figura 36: Canaleta perforada-punto de aplicación del coagulante

En la siguiente imagen se muestra un dispositivo de aplicación del coagulante que deberá instalarse sobre el aforador en el punto indicado.



Figura 37: Imagen se dispositivo de aplicación del coagulante en el canal Parshall (fuente Ing Arboleda Valencia)

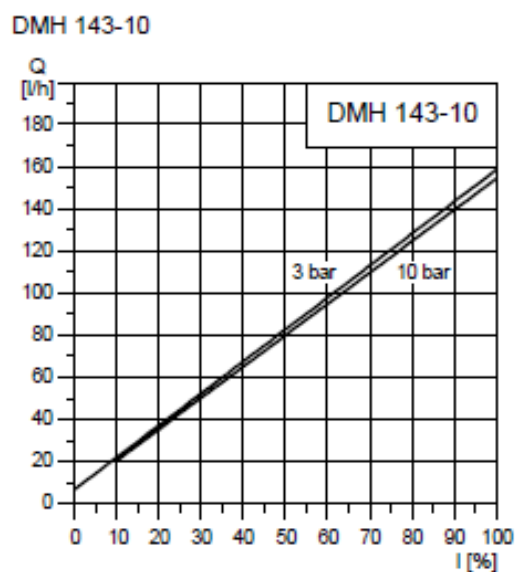
11.3.3.5 Bomba dosificadora

La dosificación del sulfato de aluminio se realiza mediante bombas de diafragma de accionamiento directo en una configuración de funcionamiento 1+1, que implica que un equipo funciona mientras el otro está en espera.

El equipo seleccionado debe ser capaz de bombear el caudal correspondiente a la dosis máxima de Sulfato de Aluminio.

Marca	Modelo	Caudal(l/h)	Presión Máxima (BAR)	Motor	Volumen carrera (cm ³)	Frecuencia emboladas (n/min)	Peso(kg)
				Potencia (W)			
GRUND FOS	DMH 143-10	123	10	0,55	31,6	75	32

Tabla 50 : Características de la bomba



Se muestra a continuación los porcentajes de carrera del pistón para cada una de las dosis:

	Dosis(mg/l)	Caudal(l/h)	%Carrera
Mínima	39	49	30
Máxima	99	123	79
Promedio	74	92	58

Tabla 51: %Carrera

11.3.3.6 Almacenamiento del producto

El criterio establecido para dimensionar el depósito de almacenamiento es una frecuencia de recepción del producto, adoptándose un valor de un mes (30 días) correspondiente a la dosis media del producto. Se determina así el volumen de producto necesario para cubrir la reserva para un mes de consumo, resultando un valor de 66,5 m³. Este volumen se dispondrá en tres depósitos de 25 m³ cada uno.

Los cálculos se presentan en el punto 4.5.2 de la Memoria de Cálculo.

Se presentan además para el rango de dosis asumido la correspondiente duración del producto:

	<i>Mín.</i>	<i>Máx.</i>	<i>Prom</i>
Dosis(mg/L)	39	99	74
Consumo de Producto comercial (L/día)	1168	2964	2215
Volumen calculado(L)	35029	88919	66465
Volumen total(L)	75000	75000	75000
Duración(días)	30	30	30
Duración(días) para 3 depósitos llenos	64	25	34

Tabla 52: Rango de dosis.

11.3.4 Floculación

Luego de coagulada el agua se continua el tratamiento con la etapa de floculación, en la que se deben acondicionar las partículas para su posterior sedimentación. Las partículas una vez coaguladas no presentan carga en su superficie, y no existen impedimentos para que se unan entre sí. Para lograr esta unión, se debe agitar el agua lentamente de modo que las partículas floculadas, al colisionar, se vayan uniendo para dar lugar a otras de mayor tamaño, denominadas flóculos o flocs.

El proceso de floculación debe realizarse de bajo condiciones controladas, ya que una agitación demasiado violenta en este etapa puede ocasionar rotura de los flóculos ya formados, en cambio una agitación muy lenta puede dar lugar a la formación de flóculos esponjosos y débiles, difíciles de sedimentar.

Se diseñan cuatro unidades de floculación dispuestas en serie, tres unidades de floculación mecánica y una unidad de floculación hidráulica. Si bien estas unidades se encuentran instaladas de forma que funcionen en serie, existe la posibilidad de que se independicen por medio de un by-pass desde el final del canal de coagulación al floculador hidráulico, en caso de mantenimiento de las unidades de floculación mecánica. Los cálculos del mismo se detallan en el punto 4.7 la Memoria de Cálculo.

Se deja dispuesto previo al ingreso a los floculadores y en caso de ser necesario, la posibilidad de adicionar polielectrolito como ayudante de la floculación.

11.3.4.1 Ingreso a floculadores

El ingreso del agua coagulada al primer floculador mecánico se materializa mediante un pasaje superior de dimensiones 0,80 m de ancho por 0,50 m de altura.

El agua coagulada ingresa a la primera unidad de floculación por medio de este pasaje en el cual se instala una compuerta que permite estrangular el flujo en ese punto de ingreso.

A continuación se presenta una imagen ejemplo de una posible compuerta de ingreso.



Figura 38: Ejemplo de compuerta para colocar en el pasaje.

11.3.4.2 Diseño de los floculadores mecánicos

Se diseñaron tres unidades de floculación mecánica, ambas idénticas de sección rectangular y cuyas dimensiones se presentan en la siguiente tabla.

Largo(m)	4,0
Ancho(m)	3,0
Profundidad útil (m)	2,5

Tabla 53: Dimensiones de cámara de floculación.

Se prevé que sean construidas en hormigón armado y poseen una revancha de 0,50 m.

Una vez que ingresa el agua coagulada a través del pasaje en la primera unidad de floculación, esta recorre las siguientes unidades, pasando previamente por compuertas que presentan las mismas dimensiones que la compuerta de ingreso a la primera unidad. Cada una de las unidades puede ser aislada de la siguiente por medio de ellas.

El diseño de los floculadores mecánicos se basa en criterios recomendados, de forma de asegurar la eficiencia de este proceso.

Los siguientes criterios fueron tomados como base del diseño:

- El gradiente de velocidades G es decreciente en el sentido del flujo
- El tiempo de retención total a través de todas las unidades debe ser menos a 40 min.
- EL número de Camp $NC=G.T$, puede variar entre 10000 y 100000
- El número de celdas debe ser mayor a 3 para minimizar cortocircuitos
- El área de paletas debe ser menor al 20% del área de sección transversal de la cámara

Además de los criterios empleados se asume que existen variaciones de temperatura y el cambio que éstas producen en los parámetros físicos del agua provocan cambios importantes en el valor de gradiente de velocidad G .

Debe considerarse en el diseño la implementación de un sistema de agitación. Este estará compuesto por un agitador idéntico en cada una de las unidades de floculación. Cada agitador posee 4 paletas perpendiculares al eje vertical, cuyas dimensiones son las que se pueden apreciar en el siguiente esquema.

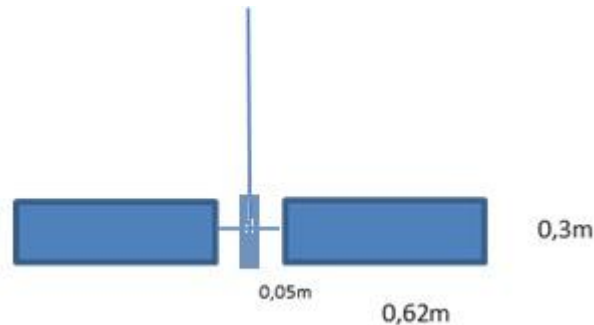


Figura 39: Paletas de eje vertical para floculador mecánico.

Tanto el disco como las paletas será de acero inoxidable calidad AISI 304 y su unión es mediante soldadura. El eje será del mismo material que los anteriores y su longitud de 2,45 m.

Se agrega a continuación un cuadro resumen de los valores obtenidos para los floculadores mecánicos en el escenario de fin de proyecto.

	FM-1			FM-2			FM-3		
Fin de Proyecto	T=20°C	T=15°C	T=2°C	T=20°C	T=15°C	T=2°C	T=20°C	T=15°C	T=2°C
Q(m ³ /s)	0,194								
Volumen(m ³)	30								
TRH(min)	2,58								
n(r.p.m)	16	16	16	15	15	15	14	14	14
G(s ⁻¹)	63	59	49	57	54	44	51	48	40
G*T	9709	9120	7546	8813	8278	6849	7947	7464	6176

Tabla 54: Valores de G y NC para distintas temperaturas a Fin de Proyecto

Se puede apreciar en el cuadro resumen que para las menores temperaturas del agua se producen los valores más bajos del gradiente de velocidades G .

También se estudia para el escenario de inicio de proyecto a efectos de ver el comportamiento del gradiente hidráulico en esas condiciones de operación de la planta.

	FM-1			FM-2			FM-3		
Inicio de Proyecto	T=20°C	T=15°C	T=2°C	T=20°C	T=15°C	T=2°C	T=20°C	T=15°C	T=2°C
Q(m ³ /s)	0,104								
Volumen(m3)	30								
TRH(min)	4,81								
n(r.p.m)	16	16	16	15	15	15	14	14	14
G(s-1)	63	59	49	57	54	44	51	48	40
GT	18112	17011	14075	16441	15442	12777	14824	13924	11520

Tabla 55: Valores de G y NC para distintas temperaturas a Inicio de Proyecto

Se puede observar el aumento del número de Camp, permaneciendo aun así se mantiene entre los valores recomendados de diseño.

El diseño puede ser mejorado realizando ensayos de jarras durante la operación, con el agua a tratar variando la dosis de coagulante así como la velocidad de agitación de las paletas, de ese modo se logra establecer una relación entre el gradiente G y el tiempo de retención, del tipo $G \cdot T_n = K$ de modo de lograr la menor turbiedad.

Luego, conociendo el tiempo de retención T se puede ajustar el valor de G óptimo a aplicar.

En éste caso el diseño permite variar las velocidades de rotación de modo de ajustar el valor de G al óptimo determinado en los ensayos de jarras. Esto se logra a través del motoreductor, el cual deberá proveer las revoluciones necesarias indicadas en las tablas anteriores.

Los cálculos realizados para los parámetros de diseño se presentan en el punto 4.8.1 de la memoria de Cálculo.

Deberá considerarse en el diseño de las unidades un sistema de desagüe en caso de limpieza de las mismas. La limpieza se realizara esporádicamente, con agua a presión por lo que las unidades disponen de una pendiente del 2% en el sentido del flujo para poder escurrir el agua de lavado hacia una tubería de desagüe que conducirá la misma hacia el tanque de amortiguación del sistema de tratamiento de lodos. El dimensionado de las tuberías de desagüe se encuentra en el punto 4.8.4 de la Memoria de Cálculo.

11.3.4.3 *Diseño de los floculadores hidráulicos*

Se decide incorporar al sistema de tratamiento una unidad floculación hidráulica, específicamente un floculador hidráulico de chicanas de flujo horizontal, además de las tres unidades mecánicas. La principal razón por la que se anexa esta unidad es que decide seguir con las recomendaciones²⁰ que establecen que para caudales superiores a los 75 L/s se aconseja la incorporación de la misma, en el caso de Durazno la planta se diseña para un caudal de fin de proyecto de 194,4 L/s.

Por lo tanto, a continuación de la última unidad de floculación mecánica se ubica el floculador hidráulico de chicanas de flujo horizontal de dos etapas.

²⁰ Curso de Tratamiento de agua Potable – Facultad de Ingeniería - UDELAR

El pasaje del último floculador mecánico hacia el floculador hidráulico se realiza a través de un pasaje inferior, dimensionado de tal manera de minimizar la posibilidad de rotura de flóculos previamente formados en la etapa de floculación mecánica. Este pasaje se presenta una altura de 0,8 m y un ancho de 0,6 m.

El diseño en cuanto a dimensiones se basa en acoplar la unidad al largo de las tres unidades de floculación que la anteceden. Se prevé que la unidad sea construida en hormigón armado, los tabiques serán de 0,05 m de espesor contruidos en hormigón.

Las dimensiones para ambas etapas de la unidad se presentan en las siguientes tablas y los cálculos realizados en el punto 4.8.2 de la Memoria de Cálculo.

Al igual que para el diseño de los floculadores mecánicos se tomaron en cuenta dos escenarios, para fin e inicio de proyecto, además de la variación de temperaturas debido a la sensibilidad del valor de gradiente de velocidad con éste parámetro.

En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos en el escenario de Fin de Proyecto:

	Etapa 1			Etapa 2		
FIN DE PROYECTO	T=20°C	T=15°C	T=2°C	T=20°C	T=15°C	T=2°C
Q(m ³ /s)	0,194			0,194		
Longitud(m)	12,4			12,4		
Ancho(m)	1			1,8		
Cantidad de Canales	18			11		
Ancho de canales(m)	0,6			1,08		
Cantidad de Pasajes(m)	17			10		
Ancho de pasajes(m)	0,65			0,6		
TRH(min)	2,66			4,79		
G(s ⁻¹)	49	46	38	30	28	24
GT	7830	7352	6083	8726	8196	6781

Figura 40: Valores del G y G*T para las 2 etapas de floculación-Fin de Proyecto

Para el escenario de Inicio de Proyecto se obtuvieron los siguientes resultados:

	Etapa 1			Etapa 2		
INICIO DE PROYECTO	T=20°C	T=15°C	T=2°C	T=20°C	T=15°C	T=2°C
Q(m ³ /s)	0,104			0,104		
Longitud(m)	12,4			12,4		
Ancho(m)	1			1,8		
Cantidad de Canales	18			11		
Ancho de canales(m)	0,6			1,08		
Cantidad de Pasajes(m)	17			10		
Ancho de pasajes(m)	0,65			0,6		
TRH(min)	4,97			8,94		
G(s ⁻¹)	19	18	15	12	11	9
GT	5733	5383	4454	6389	6001	4965

Figura 41: Valores del G y G*T para las 2 etapas de floculación-Inicio de Proyecto

La suma de los tiempos de retención hidráulica para ambos tipos de floculadores es de 15,2 y 28,3 minutos para fin e inicio de proyecto respectivamente, verificando los valores recomendados²¹, valores que oscilan entre 15 y 40 minutos. Los cálculos se presentan en el punto 4.8.2.3 de la Memoria de Cálculo.

Al igual que para las unidades de floculación mecánica, se integra a la red de desagües mediante una tubería de igual diámetro que para el desagüe de las anteriores, en casos de necesidad de limpiezas en la unidad. La limpieza se realizara esporádicamente, con agua a presión por lo que ambas etapas de la unidad disponen de una pendiente del 1% en el sentido del flujo para poder escurrir el agua de lavado hacia una tubería de desagüe que conducirá la misma hacia el tanque de amortiguación del sistema de tratamiento de lodos. El dimensionado de las tuberías de desagüe se encuentra en el punto 4.8.4 de la Memoria de Cálculo.

11.3.4.4 Pérdidas de carga

Para el diseño de las unidades de floculación se han calculado las pérdidas de carga, siendo la de los floculadores mecánicos despreciables, calculándose si las pérdidas de carga de los floculadores hidráulicos, las cuales se muestran a continuación:

Las pérdidas de carga en pasajes se calculan usando la expresión de Kawamura²²:

$$h_F = K \frac{V_2^2}{2g}$$

Según Kawamura (2000):

K = 1,7 para giros de 90°

K = 3,2 para giros de 180°

La pérdida de carga total es la suma de las pérdidas en los pasajes más la pérdida de carga en los canales, la cual se determina según la ecuación de Chezy:

$$J = \left(\frac{n V_1}{R_h^{(2/3)}} \right)^2$$

La pérdida de carga en un canal se calcula como J.L, siendo L la longitud del canal, normalmente no son significativas y para éste caso se cumple también, por tanto se desprecian.

²¹ Curso de Tratamiento de Agua Potable – Facultad de Ingeniería - UDELAR

²² Curso de Tratamiento de Agua Potable – Facultad de Ingeniería - UDELAR

11.3.4.5 Pasajes y compuertas

El pasaje a través de compuertas o pasajes debe ser tal que no produzca un grado de agitación y turbulencia que provoque la rotura de flóculos, por tal motivo se verifica que el gradiente de velocidad en los mismos sea igual o menor a la etapa inmediata anterior.

El gradiente de velocidad se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$G = \sqrt{\frac{f v^3}{8 \nu R h}}$$

Siendo,

- G Gradiente de velocidad en el pasaje (s⁻¹)
- v Velocidad media en la sección de pasaje (m/s)
- ν Viscosidad cinemática (m²/s)
- Rh Radio hidráulico (m)
- f Coeficiente de Darcy-Weibach

A partir de la ecuación anterior se verifica que el valor del gradiente cumple la condición antes mencionada.

Se detalla el cálculo en el punto 4.8.3 de la Memoria de Cálculo.

	PASAJES FLOCULADOR MECÁNICO		
Datos	Pasaje 1 a 2	Pasaje 2 a 3	Pasaje 3a FH
Alto	0,5	0,5	0,8
Ancho	0,8	0,8	0,6
V(m/s)	0,39	0,39	0,41
Rh(m)	0,17	0,17	0,171
G(s ⁻¹) _{pasaje}	32	32	33
G(s ⁻¹) _{floculador}	63	57	51

Tabla 56: Verificación de valores de G en pasajes

Por tanto todos los pasajes diseñados cumplen la condición exigida.

11.3.4.6 Dosificación de ayudante de floculación

Se usará como ayudante de coagulación polielectrolito catiónico de alto peso molecular, siendo este polielectrolito usado frecuentemente en las plantas de tratamiento de O.S.E en el Uruguay. Consultados algunos operadores de plantas de tratamiento de O.S.E, se pudo determinar que una dosis habitual es de 0,05 a 0,5 mg/l, se toma como dosis de proyecto 0,2 mg/l a efectos de poder dimensionar el equipo necesario y el consumo previsto.

Los valores definitivos de dosis de polímero se deberán obtener de ensayos de jarra en la planta de tratamiento teniendo en cuenta los conocimientos propios del operador responsable.

En la siguiente tabla se presentan algunas de las principales características del producto:

Nombre	FLOPAM FO 4190
Fórmula	Polyacrylamide
Color	Blanco
Tipo	Catiónico
Dosis máx.	1mg/L

Tabla 57: Características de Polielectrolito.

11.3.4.7 Consumo del producto

De acuerdo a la dosis elegida y para el caudal de diseño se estima el consumo diario del producto de 3,39 kg/d, lo que implica que anualmente se consumirían 1240 kg. Los cálculos para el ayudante de la floculación se presentan en el punto 4.6.1 de la Memoria de Cálculo.

11.3.4.8 Preparación de la solución

El producto deberá prepararse diariamente, mezclando 1690 L de agua con 3,39 Kg de polielectrolito. Por lo tanto se debe disponer de un depósito cuya capacidad de almacenamiento asciende a 2000 L, lográndose una solución con concentración del 2%, suficiente para cubrir el consumo diario del producto.

Los cálculos se presentan en el punto 4.6.2 de la Memoria de Cálculo.

11.3.4.9 Bomba dosificadora

Se deberá seleccionar la bomba dosificadora de diafragma y pistón. La instalación será del tipo 1+1, de manera de que un equipo se encuentre en funcionamiento y el otro permanezca como respaldo en caso de ser necesario.

El equipo seleccionado deberá asegurar el bombeo para un caudal correspondiente a la dosis de polielectrolito, en este caso correspondiente a 70 L/h. Los cálculos se presentan en el punto 4.6.4 de la Memoria de Cálculo.

Para la dosis elegida se tiene una carrera de 52%.

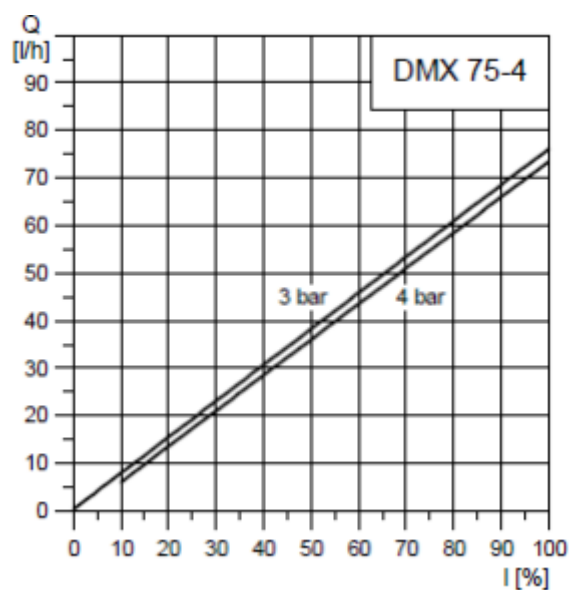


Tabla 58: Curva característica.

Marca	Modelo	Caudal (l/h)	Presión Máxima(BAR)	Motor	Volumen carrera(cm ³)	Frecuencia emboladas (n/min)	Peso(kg)
				Potencia(W)			
GRUNDFOS	DMX75-4	70	4	90	10,4	120	7.5

Tabla 59: Características de la bomba.

11.3.5 Sedimentación

El proceso de sedimentación consiste en generar las condiciones de flujo apropiadas para permitir que las partículas agrupadas en flóculos que fueron formados en la etapa anterior del tratamiento sedimenten y puedan ser extraídos como lodos, de esta manera obtener un agua clarificada con menor contenido de sólidos suspendidos. Es la primera etapa efectiva de separación de partículas del agua, logrando una reducción de la turbiedad y el color con respecto al agua bruta.

Para ello se realizará este proceso mediante el diseño de tres sedimentadores de flujo laminar con módulos que funcionan en paralelo. Esta forma de funcionamiento permite variaciones en la operación en caso de tener la necesidad de realizar tareas de mantenimiento y/o reparación en alguna de las unidades. En este tipo de situaciones la o las unidades que están operativas trabajarán más exigidas.

El diseño de los sedimentadores se realiza en base a la división de cada unidad en cuatro zonas bien diferenciadas en cuanto a las consideraciones de diseño. Estas zonas se citan y describen a continuación:

- **Zona de entrada o de ingreso de agua floculada:** Es la zona destinada a la colocación de los dispositivos de ingreso de agua floculada, cuyo volumen y diseño depende del tipo de sedimentador. En esta zona se encuentra ubicada entre las zonas de sedimentación y de lodos.
- **Zona de aguas claras:** En algunos casos esta zona se considera incluida dentro de la zona de sedimentación, pero por sus características se debe distinguir. Comprende la parte superior de la superficie del líquido. Dentro de esta zona que se debe ubicar el sistema de salida del sedimentador.
- **Zona de sedimentación:** Es donde se produce en mayor proporción la separación sólido-líquido. Está compuesta de módulos comerciales de PVC liviano, orientados con una inclinación de 60° con respecto a la horizontal. En esta zona es donde ocurre la sedimentación de los flóculos al garantizar condiciones de flujo laminar.
- **Zona de salida o recolección de agua sedimentada:** Es donde se ubica el sistema de recolección de agua sedimentada, y debe estar comprendida dentro de la zona de aguas claras. Se ubica por encima de la zona de sedimentación y está compuesta por canaletas de sección rectangular que recolectan el agua sedimentada mediante vertederos triangulares de 90° de acero inoxidable.
- **Zona de lodos:** Comprende el volumen destinado para acumulación de lodos, que depende de muchos factores tales como la calidad del agua, el tipo y la dosis de coagulante y el sistema de remoción de lodos. Está ubicada en el fondo de cada unidad por debajo de la tubería de ingreso de agua floculada. Se dimensiona en forma de tolvas que permiten la acumulación de un volumen de lodos que se descarga periódicamente por medio de tuberías de extracción.

Se presenta a continuación un esquema de la unidad de sedimentación con sus correspondientes zonas identificadas:

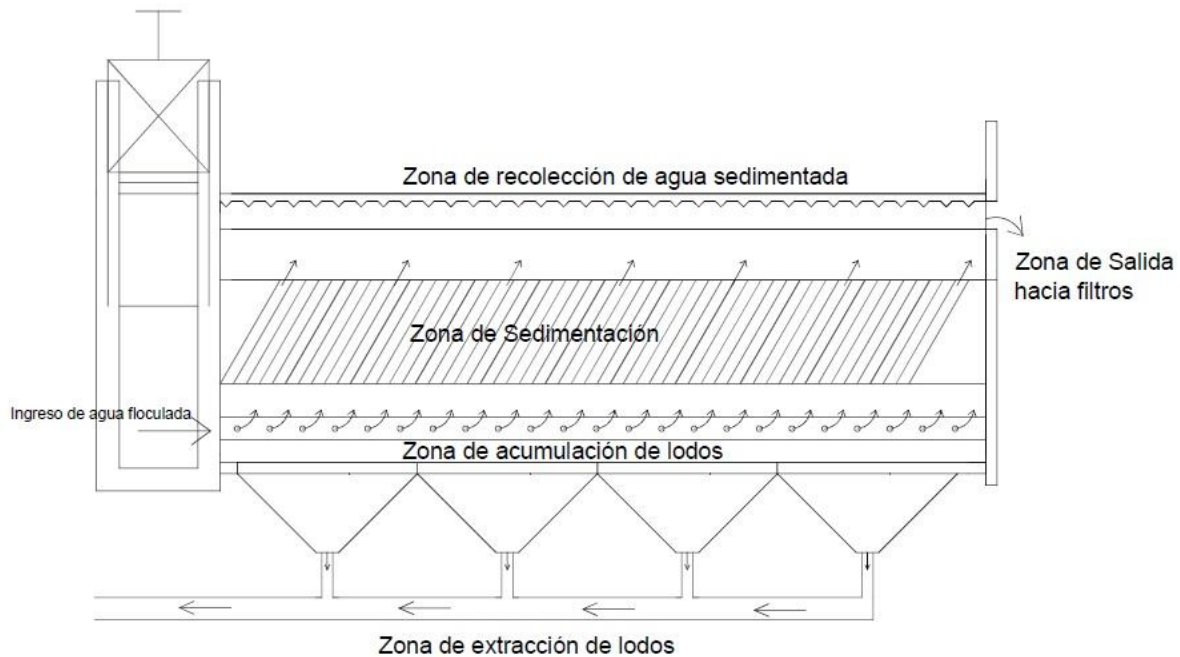


Figura 42: Esquema de unidad de sedimentación con las diferentes zonas indicadas.

11.3.5.1 Compuerta de ingreso al canal de agua floculada

El pasaje desde la última etapa de floculación hacia el canal de agua floculada se materializa a través de una compuerta de sección rectangular de ancho 0,50 m y altura 1,5 m, según posibilidades constructivas. El ancho de la compuerta coincide con el ancho del canal de agua floculada.

Durante el pasaje se verifica que la compuerta no ingresa pérdidas de carga significativas.

Se verifica el pasaje a través de la compuerta haciendo cumplir una intensidad de mezcla, medido a través del gradiente de velocidad, que evite la rotura de flóculos mediante la siguiente expresión:

$$G = \sqrt{\frac{f u^3}{8 \nu R_h}}$$

Donde,

G = Gradiente de velocidad en pasajes o compuertas (s^{-1})

u = Velocidad media en la sección de pasaje (m/s)

ν = Viscosidad cinemática (m^2/s)

R_h = Radio hidráulico (m)

f = Coeficiente de Darcy-Weisbach

El valor obtenido para el gradiente de velocidad que existe en el pasaje de la compuerta resulta de $16,8 s^{-1}$. Los cálculos se presentan en el punto 4.9.1 de la Memoria de Cálculo.

De acuerdo a recomendaciones²³, se obtiene el valor máximo de gradiente hidráulico que se puede tener en el orificio de acuerdo al tiempo transcurrido:

- Si $\Delta t < 45$ s, el $G_{\text{orificio}} \leq 1,2 \cdot G_{\text{última etapa floculación}}$
- Si $\Delta t > 45$ s, el $G_{\text{orificio}} \leq G_{\text{última etapa floculación}}$
- Si $\Delta t > 90$ s, el $G_{\text{orificio}} \leq 0,9 \cdot G_{\text{última etapa floculación}}$

Dado que el tiempo transcurrido entre la salida del floculador y el pasaje por la compuerta es nulo, las recomendaciones acceden al primer caso cumpliéndose que el gradiente de velocidad no tiene riesgo de rotura de flóculos:

$$\Delta t < 45 \text{ s} \rightarrow G_{\text{compuerta}} \leq 1,2 G_{\text{floculador}}$$

$$G_{\text{compuerta}} = 16,8 \text{ s}^{-1} \leq 1,2 G_{\text{floculador}} = 36,0 \text{ s}^{-1}$$

Se verifica que el gradiente hidráulico en dicha compuerta no supera en más de un 20% al valor de gradiente en la última etapa de floculación.

11.3.5.2 Zona de entrada o ingreso de agua floculada

De manera de acoplar las unidades de sedimentación con la unidad previa de floculación se practica un canal de agua floculada que distribuye la misma a través de tres ductos laterales a cada uno de los sedimentadores.

Este canal fue diseñado de sección rectangular constante y pendiente de fondo, de forma que atraviesa longitudinalmente a cada sedimentador por debajo de la zona de módulos, y por encima de la zona de lodos. Se presentan en la siguiente tabla las dimensiones del canal del canal de agua floculada.

Dimensiones Canal Agua Floculada	
L (m)	15,4
B (m)	0,5
hi	4,0
hf	2,0
Pendiente	13,0%

Tabla 60: Dimensiones canal de agua floculada.

El tiempo transcurrido en el recorrido²⁴ del agua floculada por el canal se presenta en la siguiente tabla:

V(m³)	23,1
Q(m³/min)	11,67
t(min)	1,98

Tabla 61

En cuanto a las velocidades en el canal de agua floculada se puede observar que son bajas, y verifican las velocidades recomendadas tanto para el mínimo como para el máximo²⁵.

²³ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (Udelar).

²⁴ Tiempo transcurrido entre la salida del floculador y la entrada al sedimentador más alejado.

Los valores de gradiente hidráulico son bajos, lo que claramente cumple con las recomendaciones, pero pueden provocar un leve esponjamiento de los flóculos aunque aceptable a cambio de obtener una buena distribución del agua floculada en los sedimentadores. Además al ser el tiempo de retención bajo ese esponjamiento posible no será significativo.

El agua floculada debe distribuirse equitativamente entre los sedimentadores, con el fin de que todos operen al mismo caudal, con tal motivo se aplica el Modelo de Hudson para dimensionar los diámetros de los ductos de entrada a cada uno de los sedimentadores y prever que la diferencia de caudal entre el primer y último lateral no difieran en más de un 10% respecto al caudal promedio de todas las salidas laterales. Además, el flujo en el canal de agua floculada, así como en los orificios o compuertas laterales de ingreso a los sedimentadores debe ser tal que no se produzca sedimentación ni rotura de flóculos. Esta última condición está relacionada con el gradiente de velocidad aplicado en la última etapa de floculación.

11.3.5.2.1 Modelo de Hudson

EL Modelo de Hudson consiste en un proceso iterativo que permite calcular el sistema de distribución de agua floculada hacia los sedimentadores tomando como principal hipótesis que el agua se distribuye uniformemente en todos los orificios laterales, con un margen de tolerancia preestablecido²⁶.

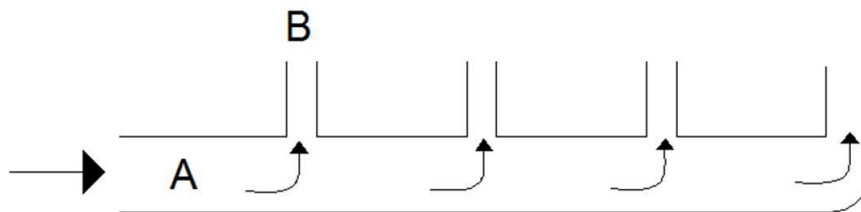


Figura 43: Esquema de canal de agua floculada

Se supone que se está frente a un canal o ducto corto entonces las pérdidas de carga distribuidas son despreciables, por lo que solamente se consideran las pérdidas de carga localizadas.

Siguiendo la línea de flujo entre los puntos A y B, se tiene que las pérdidas de carga estarán dadas por:

- Entrada en el lateral (h_f)
- Salida del lateral: $\frac{kv^2}{2g}$ con $k=1$.

Se tiene entonces que la pérdida de carga está dada por:

$$\Delta H = h_f + \frac{kv_L^2}{2g} \quad (1)$$

²⁵ Velocidades en el canal de agua floculada deben estar entre 0,1 m/s y 0,6 m/s.

²⁶ Valor asumido $\delta < 10\%$.

La pérdida de carga localizada, cuando no hay velocidad normal al eje del lateral está dada por:

$$h_{f'} = \frac{\alpha v_L^2}{2g} \quad (2)$$

Donde:

α es el coeficiente de pérdida de carga, de valor constante.

En este caso, en la tubería de distribución, existe una velocidad no nula normal al eje del orificio de salida hacia el filtro. Este implica que α no es una constante, sino una función de la relación entre la velocidad en el canal principal y la velocidad en el lateral, más una constante.

$$\alpha = f\left(\frac{v_m}{v_L}\right) + \theta \quad (3)$$

Donde:

v_m es la velocidad media en la tubería principal, inmediatamente antes de llegar al lateral, y θ una constante.

Experimentalmente se demuestra que α está dado por:

$$\alpha = \phi \left(\frac{v_m}{v_L}\right)^2 + \theta \quad (4)$$

Donde:

ϕ y θ son constantes que dependen de la longitud del lateral dada en relación al diámetro dicha tubería lateral (D):

Longitud del lateral	ϕ	θ
Largo	0,9	0,4
Corto	1,67	0,7

Tabla 62: Coeficientes para canales.

Se tiene entonces, que la pérdida de carga total desde A hasta B es:

$$\Delta H = \left(\phi \left(\frac{v_m}{v_L}\right)^2 + \theta\right) \cdot \left(\frac{v_L^2}{2g} + \frac{v_L^2}{2g}\right) \quad (5)$$

Agrupando los componentes que afectan al término $\frac{v_L^2}{2g}$ con un parámetro β , la anterior expresión queda:

$$\Delta H = \beta \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (6)$$

Donde,

$$\beta = \phi \left(\frac{v_m}{v_L}\right)^2 + \theta + 1 \quad (7)$$

$$\alpha = \phi \left(\frac{v_m}{v_L} \right)^2 + \theta \quad \text{Coeficiente de pérdida de carga en la entrada}$$

1= coeficiente de pérdida de carga en la salida

Luego la segunda, y más fuerte hipótesis que realiza el método es que la pérdida de carga entre el canal principal y cualquiera de los laterales es la misma.

A partir de la hipótesis anterior se puede plantear que:

$$\beta_1 \frac{(v_L)_1^2}{2g} = \beta_2 \frac{(v_L)_2^2}{2g} = \dots = \beta_i \frac{(v_L)_i^2}{2g}$$

De acuerdo a la ecuación (7), se cumple que: $\beta_1 > \beta_2 > \dots > \beta_i$ debido a que la velocidad en el múltiple, v_m , va disminuyendo al disminuir el caudal circulante. Por lo tanto, se cumplirá que: $(v_L)_1 < (v_L)_2 < \dots < (v_L)_i$, lo cual indica que el caudal erogado es mínimo en el primer lateral, mientras que es máximo en el último lateral.

La velocidad en cualquier lateral $(v_L)_i$ puede ser expresada en función de las condiciones en cualquier otro lateral:

$$(v_L)_i = (v_L)_1 \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_i}} \quad (8)$$

Por otro lado, el caudal total está dado por:

$$Q_0 = (Q_L)_1 + (Q_L)_2 + \dots + (Q_L)_i = (A_L)_1 \cdot (v_L)_1 + (A_L)_2 \cdot (v_L)_2 + \dots + (A_L)_i \cdot (v_L)_i \quad (9)$$

Donde,

$(Q_L)_i$ es el caudal en el lateral i

$(A_L)_i$ es el área de la sección del lateral i

Si todos los laterales tienen la misma área (A_L) :

$$Q_0 = A_L (v_L)_1 \left(1 + \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_2}} + \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_3}} + \dots + \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_i}} \right) \quad (10)$$

de donde, siendo n el número de laterales, se obtiene la siguiente expresión para la velocidad en el lateral j :

$$(v_L)_j = \frac{Q_0}{A_L \sqrt{\beta_j}} \left(\sum_{i=1}^n \sqrt{\frac{1}{\beta_i}} \right)^{-1} \quad (11)$$

Esta expresión es utilizada para calcular la velocidad en los laterales, a partir de los coeficientes de pérdida de carga β .

La solución se obtiene mediante un procedimiento de cálculo iterativo que se describe a continuación:

Con base en la hipótesis supuesta se asume que el caudal se reparte uniformemente, y se calcula:

- *el caudal en cada orificio dividiendo el caudal total entre el número de orificios.*
- *la velocidad v_{Li} en los orificios, dividiendo los caudales anteriores entre el área de los orificios.*
- *los caudales en el canal, antes de cada orificio. En el primer tramo, antes del primer lateral, el caudal en el canal es igual al caudal total, y en los tramos siguientes se obtiene restando el caudal que sale por cada lateral.*
- *las velocidades en el canal, antes de llegar a cada lateral. Esto es posible ya que se conoce la geometría del canal principal y el caudal que sale por cada lateral. Si el canal principal es un ducto sumergido el mismo trabajará obviamente a sección llena, pero si se trata de un canal abierto se debe conocer el tirante, que será función de la cota de los vertederos de salida de los sedimentadores.*
- *los coeficientes β_i*
- *las velocidades v_{Li} en los orificios, calculadas a partir de los coeficientes β_i , y los caudales correspondientes dividiendo entre el área de los laterales*

Luego se comparan los caudales en los orificios con los supuestos inicialmente, y si no son iguales dentro de un margen de tolerancia adoptado, se asumen estos últimos valores y se repite el procedimiento, hasta obtener los valores finales de caudal en cada lateral.

Puede asumirse que se tiene un diseño óptimo cuando la diferencia de caudal entre el primer y el último lateral, es menor que el 10 % del caudal promedio de todos los orificios.

Se presentan en el punto 4.7.3.1 de la memoria de cálculo los valores obtenidos mediante las planillas de cálculo del Modelo de Hudson. Los resultados obtenidos para este modelo refieren a dos tuberías de ingreso de agua floculada de PVC DN 400 PN 4 por sedimentador²⁷. Las compuertas de entrada a estas tuberías presentan un gradiente de velocidad al paso del flujo por las mismas de $24,9 \text{ s}^{-1}$, siendo menor que el valor $36,0 \text{ s}^{-1}$ determinado para la última etapa de floculación ponderada por un coeficiente que depende del tiempo transcurrido ($G_{\text{compuerta}} \leq 1,2 G_{\text{floculador}}$). Aún así si se lo compara con la recomendación menos tolerante que establece que $G \leq 0,9 G_{\text{floculador}}$ si el tiempo de retención es mayor a 90 segundos, el valor del gradiente de velocidad al paso del flujo por las compuertas igual sigue cumpliendo esta recomendación, asegurándose nuevamente una preservación de flóculos sin instar a su rotura.

El porcentaje de dispersión δ para el caudal de ingreso es 6,8 %, verificándose que este valor está por debajo del 10%.

Este par de tuberías que conduce el agua proveniente desde el canal de agua floculada a cada sedimentador, se encuentra perforado de manera de poder distribuir el agua con las características necesarias para que se produzca correctamente la sedimentación de las partículas en ella presentes.

Por lo tanto, cada tubería de ingreso presenta 12 orificios circulares de 3" de diámetro, equidistantes entre sí 0,5 m.

²⁷ Ver catalogo de tuberías a presión en el Anexo Catálogos.

De la misma forma que se aplicó el Modelo de Hudson para asegurar el ingreso de agua desde el canal de agua floculada al sedimentador, se aplica nuevamente para verificar que la distribución sea uniforme a través de todos los orificios de las tuberías de ingreso, aplicando el mismo margen de tolerancia preestablecido por el modelo. Los resultados se muestran en el punto 4.9.2.1 de la memoria de cálculo.

11.3.5.3 Zona de sedimentación

Para el diseño de la zona de sedimentación, que es la más importante de la unidad, se consideran los parámetros de tasa de sedimentación y tiempo de retención hidráulico.

A partir del primer parámetro y el caudal de diseño se define el área de sedimentación, y con ella se definen las dimensiones del sedimentador. Se verifican además algunas recomendaciones que verifican el funcionamiento correcto de los sedimentadores, como la velocidad longitudinal máxima en el interior de módulos²⁸ y la velocidad crítica de sedimentación²⁹. La principal razón por la que existen los otros parámetros de funcionamiento, es que dentro de los módulos se establezca un flujo laminar de forma de no arrastrar partículas sedimentadas.

11.3.5.3.1 Parámetros de diseño y dimensiones de cada unidad de sedimentación

Se mostraran los cálculos para uno de los tres sedimentadores, se asume que los caudales en las tres unidades es igual, por lo tanto los cálculos serán análogos.

Se define el caudal de diseño para cada sedimentador, como el caudal total dividido la cantidad de unidades definidas, en este caso serán tres unidades.

La tasa de sedimentación se define por recomendaciones en base al tipo de sedimentador, y es el principal parámetro de diseño de los mismos. Se adopta un valor de carga superficial de 7 m³/m²/h, siendo el valor de referencia máximo adoptado para sedimentadores de flujo laminar con módulos (Sedimentadores de alta tasa)³⁰. El valor de la tasa corresponde a 168 m³/m²/d.

Entonces para la tasa asumida y el caudal por sedimentador, el área se determina mediante la siguiente ecuación, resultando un valor para área efectiva de sedimentación de 33,3 m².

$$TS = \frac{Q}{A}$$

Q c/sed. (m ³ /h)	TS (m ³ /m ² /h)	A sup.(m ²)
233,3	7	33,3

Tabla 63

Una vez determinada el área se fija el valor del ancho de la unidad y se determina en base al área hallada el valor del largo. Los valores determinados para las dimensiones del sedimentador son los que se presentan en la tabla a continuación:

²⁸ Velocidad longitudinal en el interior de los módulos menor a 0,30 cm/s.

²⁹ CEPIS, velocidad crítica de sedimentación entre 0,78 m/s y 1,98 m/h.

³⁰ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR).

B(m)	L (m)
5,0	6,7

Tabla 64: Dimensiones sedimentador

Para el diseño de la zona de sedimentación se usaran módulos comerciales de PVC de 1,06 m de longitud y una inclinación respecto a la horizontal de 60°. Este tipo de módulos pueden ajustarse de ser necesario y adaptarse a dimensiones deseadas³¹. A continuación se presentan en la siguiente tabla las características de los módulos:

Espesor(m)	0,10
Longitud(m)	1,06
θ (°)	60
Asup.min. (m ²)	28,9
h vertical (m)	0,92
Sc	1,375

Tabla 65: Características de los módulos.

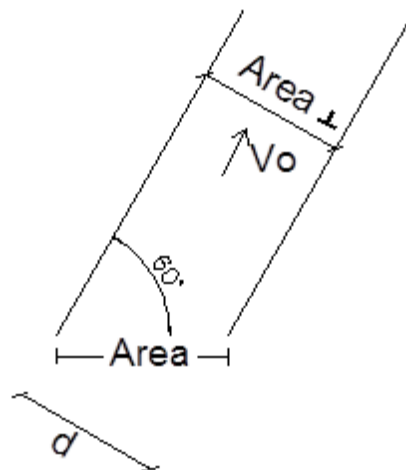


Figura 44

Se determinan además los siguientes parámetros, verificando que se encuentran dentro de los rangos recomendados, a continuación se tabulan y las recomendaciones para los mismos:

Re	449	<500 Flujo Laminar ³²
vo (cm/s)	0,22	< 0,30 cm/s
	13,2	10 a 25 cm /min ³³
vsc (m/h)	1,80	0,78 -1,98 m/h ³⁴

Tabla 66: Otros parámetros de diseño

³¹ Ver catálogo de módulos para sedimentadores en Anexo Catálogos

³² CEPIS, Tratamiento de Agua para consumo Humano-Manual II: Diseño de plantas con tecnología apropiada

³³ CEPIS, Tratamiento de Agua para consumo Humano-Manual II: Diseño de plantas con tecnología apropiada.

³⁴ CEPIS, Tratamiento de Agua para consumo Humano-Manual II: Diseño de plantas con tecnología apropiada.

Como se puede observar todos los parámetros cumplen con los rangos establecidos en las recomendaciones.

Donde v_o se refiere a la velocidad longitudinal media del flujo dentro de los módulos, en la dirección preferencial, definida como el caudal sobre el área total de los módulos que corresponden a una sección perpendicular a los lados de los tubos. Esta velocidad está relacionada con la resuspensión de flóculos depositados en la zona de lodos, de manera de evitar la misma es que se ha de limitar la velocidad media del flujo.

Y v_{sc} la velocidad de sedimentación crítica de la partícula, que es definida por factores externos como los es por ejemplo la geometría del sedimentador, el caudal, elección del tiempo de extracción de muestras en un ensayo de jarras, etc..

Los cálculos se presentan en el punto 4.9.3.1 de la Memoria de Cálculo.

11.3.5.4 Zona de salida o recolección de agua sedimentada

Después de atravesar la zona de sedimentación a través de los módulos, el agua sedimentada se recoge en la superficie de la zona de aguas claras, y se proyecta su recolección mediante canaletas de chapa, colocadas en el largo del sedimentador, provistas de vertederos triangulares en sus laterales.

El parámetro de diseño es el caudal por metro lineal de vertedero o tasa de recolección, para el cual hay varias recomendaciones de valores que se presentan en la siguiente tabla:

CAUDAL POR METRO LINEAL DE VERTEDERO	REFERENCIA
$qL < 2,0 \text{ L/s/m}$	Carlos Richter
$qL < 3,0 \text{ L/s/m}$	Acevedo Netto
$qL < 3,3 \text{ L/s/m}$	J. Arboleda
$qL < 2,5 \text{ L/s/m}$	Enohsa
$qL < 2,1 \text{ L/s/m}$	G. Culp (agua de baja turbiedad)
$qL < 3,1 \text{ L/s/m}$	G. Culp (agua de elevada turbiedad)

Tabla 67: Caudal por metro lineal de vertedero-Referencias

Se proyectan para cada unidad, dos canaletas del mismo largo que el sedimentador, es decir de 6,7 m según se establece en la bibliografía³⁵ para el tipo de sedimentador adoptado, y 0,40 m de ancho, con descarga por ambos lados. Con este diseño se obtiene un caudal por metro lineal de vertedero de 2,4 L/s/m, verificando la recomendación de Acevedo Netto.

Se determina la distancia máxima d entre canaletas mediante la siguiente relación:

$$\frac{d}{h_2} = \frac{432}{TS}$$

³⁵ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR).

Donde,

d es la distancia máxima entre vertederos,
 h_2 la altura sobre los módulos,
 TS la tasa de sedimentación.

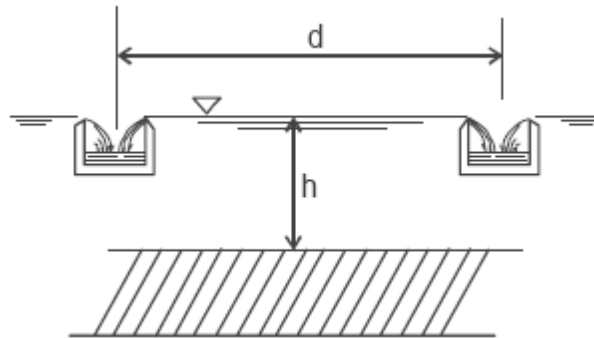


Figura 45: Zona de recolección de agua sedimentada.

Entonces, conocida la tasa de sedimentación de $168 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$, se fija h_2 en base a recomendaciones del fabricante de módulos³⁶ en un valor de $0,70 \text{ m}$ (valores de h_2 entre $0,45 \text{ m}$ y $0,76 \text{ m}$), por lo que tenemos en base a la relación recomendada por Acevedo Netto una distancia entre canaletas de $1,80 \text{ m}$.

$d(\text{m})$	1,8
$h_2(\text{m})$	0,70
$\text{TS}(\text{m}^3/\text{m}^2/\text{d})$	168,0

Tabla 68: Determinación distancia entre canaletas.

Cada canaleta tendrá 33 vertederos triangulares de 90° por lado de canaleta y el caudal por vertedero será de $0,0005 \text{ m}^3/\text{s}$, su dimensionado se menciona más adelante. La altura total de la canaleta estará determinada por el tirante máximo dentro de la canaleta h_o , la altura del vertedero $h_{\text{vertedero}}$ y una revancha, su valor será de $0,25 \text{ m}$.

Para determinar el valor de estos parámetros que conforman la altura total de la canaleta se debe considerar la descarga en el vertedero triangular y la descarga en la canaleta.

La descarga en la canaleta será libre por lo que se determina el tirante máximo dentro de la canaleta por la ley de descarga de vertederos de lámina delgada:

$$Q = 1,383 b h_o^{1,5}$$

Donde,

b ancho de la canaleta (m)
 h_o tirante máximo (m)
 Q caudal dentro de la canaleta (m^3/s)

³⁶ Brentwood Industries, Diseño y aplicaciones-Sedimentadores tubulares.

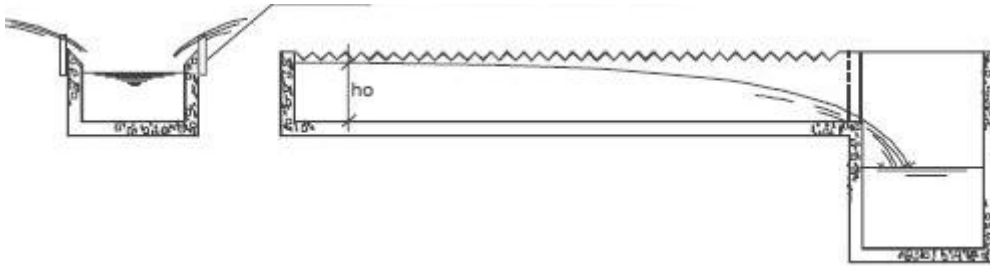


Figura 46: Descarga libre de canaleta de recolección con vertederos a los lados.

En la siguiente tabla se muestran los valores para los parámetros mencionados:

Q dentro canaleta (m³/s)	0,0324
b (m)	0,4
ho (m)	0,15
Revancha (m)	0,05

Tabla 69: Dimensionado de canaleta de recolección.

Luego de determinadas las dimensiones de las canaletas de recolección se procede a dimensionar los vertederos triangulares.

Para ello se previeron vertederos de 0,05 m de altura a la base con ángulo al centro de 90°. La base de dichos triángulos es de 0,10 m. El vertido se hará entonces con 33 vertederos de cada lado de las canaletas, espaciados 0,10 m.

h_{vertedero} (m)	0,05
Ángulo al centro (grados)	90
Ancho superficial	0,1
Separación entre vertederos	0,1

Tabla 70: Dimensiones de vertederos triangulares.

Mediante la ley de descarga de vertederos triangulares recto de lámina delgada con ángulo al centro se halló el tirante dentro de los vertederos:

$$Q = 1,4 H^{5/2}$$

Resultando un tirante dentro del vertedero de 0,04 m. Definiendo una revancha en la canaleta de 0,05 m se tiene obtiene la altura total de la canaleta de recolección de 0,25 m.

	h (m)
Altura vertedero triangular	0,05
Revancha	0,05
Tirante máximo dentro de canaleta	0,15
Altura total canaleta de recolección	0,25

Tabla 71: Altura total de la canaleta de recolección.

Los cálculos se presentan en el punto 4.9.4 de la Memoria de Cálculo.

11.3.5.5 Zona de Lodos y extracción de los mismos

Con la finalidad de acumular la producción de lodos generados por los flóculos sedimentados se diseña una zona ubicada en el fondo del sedimentador. La misma se proyecta en base al tiempo máximo requerido entre descargas sucesivas, que para este caso se adoptó un valor de aproximadamente 8,0 horas, de forma que los lodos se extraigan cada pocas horas sin que el volumen se torne demasiado grande.

Para el diseño de la zona de lodos se debe determinar la producción de los mismos en la unidad. Es importante aclarar que los cálculos se realizan para un sedimentador, trasladándose a los demás que serán idénticos.

A partir de los datos iniciales del agua bruta, se determinan los kilogramos de sólidos secos que se producen por m³ de agua tratada mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{0,2Col + 1,3T + kD}{1000}$$

Donde,

- S Kg de sólidos secos/m³ de agua tratada
- Col color verdadero del agua bruta (Unid. Pt-Co).
- T turbiedad del agua bruta (NTU).
- k vale 0,26 para el Sulfato de Aluminio (.14 H₂O).
- D dosis de coagulante (mg/L).

Los datos de turbiedad y dosis de coagulante fueron obtenidos de los partes de funcionamiento para la actual planta de tratamiento de la ciudad de Durazno, correspondiente al periodo de tiempo comprendido entre mayo 2009 – abril 2007 que suministró OSE. A continuación se muestra una tabla con los valores utilizados para el cálculo:

Color verdadero (UPt-Co)	78
Turbiedad (NTU)	26
Dosis Coag. (mg/L)	74
k (Sulf. Al 14 H₂O)	0,26 ³⁷

Tabla 72: Parámetros de cálculo de S.

De esta manera el valor obtenido fue de 0,069 Kg de sólidos secos/m³ de agua bruta.

Se determina la masa de lodo generada por hora de operación de la planta, cuyo valor está relacionado a la eficiencia en el sedimentador, mediante la siguiente expresión:

$$M_L = \frac{\eta SQ}{C}$$

Siendo:

- ML Masa de lodos (kg lodo / hora)
- η Rendimiento del sedimentador³⁸ (se adopta η = 1)
- Q Caudal (m³/h)

³⁷ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR).

³⁸ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), se adopta generalmente un valor de η=1.

- C Concentración de sólidos secos en el lodo (kg S.Secos / kg lodos)
S kg de sólidos secos por m³ de agua tratada.

Se obtiene un valor de masa de lodos de 4004 Kg lodo/h.

Se adopta un valor para la densidad de sólidos secos de 1800 kg / m³, correspondiente al valor medio recomendado.³⁹

A partir de determina la densidad del lodo generado, a partir de la densidad del agua y la densidad de los sólidos secos, a partir de la siguiente expresión:

$$\delta_L = \frac{1}{\frac{C}{\delta_s} + \frac{1-C}{\delta}}$$

Donde,

- δ_L Densidad del lodo (kg lodo / m³ de lodo)
 δ_s Densidad de sólidos secos (kg / m³)
 δ Densidad del agua (kg/m³)

El valor obtenido para este parámetro es de 1005 Kg de lodo/m³ de lodo.

Por último se calcula el volumen de producción de lodos a partir de la siguiente expresión:

$$V_L = \frac{M_L}{\delta_L}$$

Siendo,

- V_L Volumen de lodos (m³ de lodo / h)

El valor de volumen de lodos obtenido es de 4,0 m³ lodo/h.

Se diseñan las tolvas de recolección para un tiempo entre descargas sucesivas de aproximadamente 8,0 hs y el volumen de lodos mencionado en el párrafo anterior. De esta manera el volumen que deben poseer el con junto de tolvas por sedimentador será de 11,25 m³, dispuestos en 12 tolvas. Las tolvas estarán compuestas por dos partes diferenciadas por su forma, la primera corresponde a un prisma de base cuadas de 1,6 m de lado y altura 0,10 m, y la segunda a una pirámide trunca debajo de la primera de igual base que ésta y altura 0,70 m definida con respecto al ángulo de inclinación de esa pirámide con respecto a la horizontal, ángulo adoptado de 45 ° según recomendaciones⁴⁰. El ángulo debe asegurar que los lodos se dirijan hacia la parte inferior de la tolva para su purga a través de un sistema de tuberías que lo conducen hacia el sistema de tratamiento de lodos.

Entonces en una jornada de 24 hs se realizaran aproximadamente 3 purgas por sedimentador.

El diseño de la tubería de purga se realizara mediante tres tuberías de fundición dúctil de 150 mm de diámetro, por cada línea de tolvas en el ancho del sedimentador. Las mismas se encuentran perforadas en su parte superior de manera que permita el ingreso de los lodos que se encuentran en las tolvas.

³⁹ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), rango de valores para densidad de sólidos secos entre 1300 y 2300 Kg/m³.

⁴⁰ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), ángulo recomendado entre 45 y 60 ° con respecto a la horizontal para que permita el descenso de los lodos hacia la parte inferior de la tolva para su purga.

Estas tuberías se empalman en una tubería de mayor diámetro, 250 mm en el mismo material, con las piezas correspondientes para el cambio de diámetro. Esta tubería se conduce a la red de conducción de los lodos hacia el tanque pulmón.

En la tubería de mayor diámetro se colocara una válvula tipo mariposa, de accionamiento manual, que permitirá o restringirá las purgas que se deberán realizar y enviar al tanque pulmón de lodos. En el punto 4.9.5 de la Memoria de Cálculo se presentan los cálculos para el dimensionado de estas tuberías y las verificaciones para el correcto funcionamiento de la red de desagües.

11.3.6 Filtración

La filtración es la etapa siguiente a la sedimentación, su objetivo principal es la remoción de aquellas partículas que no logran ser separadas en las etapas previas del tratamiento. Consiste en remover principalmente flóculos, además de partículas primarias coloidales o suspendidas capaces de generar color y olor. En este proceso se remueven algas, bacterias, virus, protozoarios y/u otros microorganismos, a través de diversos mecanismos que se producen al pasar el agua a través de un medio poroso y muchos de los cuales son resistentes a la acción del cloro durante la etapa de desinfección.

La filtración debe dar la garantía final de la remoción de partículas, y con ello una “preparación” del agua para la desinfección, ya que la ausencia de turbiedad y color favorece la acción de los desinfectantes.

Se prevé para el proceso de filtración una batería de seis filtros de filtración rápida de tasa variable-declinante escalonada con sentido de filtración descendente y lavado mutuo, ubicados aguas abajo del canal de distribución del agua sedimentada proveniente de las canaletas de recolección, las entradas a los filtros serán ahogadas. La regulación estará dada por un vertedero ubicado a la entrada del canal de agua filtrada que conduce la misma hacia los filtros de carbón activado o un vertedero ubicado en el tanque de contacto, según si los filtros de carbón activado estén en funcionamiento o no.

11.3.6.1 Canal de agua sedimentada

El canal de agua sedimentada es un único canal que recolecta el caudal de todas las canaletas de recolección de agua sedimentada de los tres sedimentadores.

Dado que la entrada al filtro será ahogada, y la tasa es variable (declinante) la profundidad del mismo se proyectó fijando niveles mínimos y máximos de nivel de pelo de agua. Resulta en una profundidad de 3,73 m medidos desde la base de las canaletas de recolección de agua sedimentada hasta el fondo del mismo.

El ancho de éste canal será de 1,40 m para facilitar el ingreso de personal en caso que fuese necesario.

11.3.6.2 Compuerta de entrada al filtro

Cada filtro tendrá una compuerta de entrada de agua sedimentada de 0,40 m de ancho por 0,60 m de altura, ubicada en el fondo del canal de agua sedimentada. Estas compuertas, al tener una descarga ahogada, estarán interconectadas por lo que se verifica un nivel de pelo de agua igual para todos los filtros.

El ingreso de agua a los filtros se hace por medio de un canal común, de modo que trabajen por “vasos comunicantes”. Los filtros más limpios de la batería operan con mayor tasa, mientras que los más sucios lo hacen con menor tasa.

El diseño de las compuertas evita tener pérdidas de carga considerables. Se determina esta pérdida de carga con la ecuación general de los orificios:

$$Q = C_d A \sqrt{2g\Delta H}$$

Donde,

C_d =coeficiente de descarga

A = área de la sección de pasaje (m²)

H =pérdida de carga (m)

Nº compuertas	4
C_d	0,6
Q llenado(m ³ /s)	0,0486
g (m ² /s)	9,8
ΔH (m)	0,0058

Tabla 73: Cálculo de pérdida de carga en compuertas de ingreso

Los cálculos se presentan en el punto 4.10.1 de la Memoria de Cálculo.

11.3.6.3 Parámetros de diseño y dimensionado de filtros

Los parámetros básicos para el diseño y dimensionado de los filtros son la tasa de filtración y la tasa de lavado. La tasa de filtración o carga superficial, se calcula dividiendo el caudal entre el área de la superficie filtrante. La velocidad del agua dentro del lecho es mayor, en función de la porosidad del mismo. De acuerdo al tipo de filtro elegido estas varían según recomendaciones⁴¹ entre 10 y 20 m³/m²/h, adoptándose un valor de 14 m³/m²/h para el diseño.

En cuanto a la cantidad de filtros que conformarán la batería será de cuatro unidades según recomendaciones⁴².

A partir de la tasa de filtración adoptada, el caudal de diseño⁴³ y número de unidades se determina el área de cada unidad de filtración.

$Q_{\text{diseño}}$ (m ³ /h)	700
Nº de filtros	4
Tasa de filtración (m ³ /m ² /h)	14,00
Área(m ²)	50,0
Área por filtro (m ²)	12,5
v (m/s)	0,0039

Tabla 74: Dimensiones de filtros.

Se definen a partir del valor del área calculada para cada filtro las dimensiones de cada unidad. Dada la búsqueda de optimización de espacios, facilidad de construcción y que la adaptación en forma compacta a las unidades anteriores del sistema de tratamiento, se fija un ancho de 3,1 m con el que resulta, dada el área calculada por filtro, un largo de 4,0 m.

⁴¹ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), tasa de filtración para filtros de lecho mixto (arena y antracita) varían entre 10 y 20 m³/m²/h.

⁴² Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR).

⁴³ El caudal de diseño debe dividirse entre la cantidad de filtros elegida para el cálculo de las dimensiones de cada unidad.

A modo de mención, se verificó el valor de la tasa de filtración en el caso de que se esté lavando uno de los cuatro filtros, por lo cual los demás trabajan a una tasa mayor, sobrecargada con respecto a la tasa de filtración definida. La tasa obtenida en este caso es de $18,7 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$, quedando dentro del rango recomendado para este tipo de filtros⁴⁴.

El siguiente parámetro básico de diseño mencionado es la tasa de lavado, o velocidad de lavado. La velocidad ascensional del agua de lavado es fundamental para garantizar que el manto se “limpie” durante la operación de lavado. Una velocidad de lavado excesiva puede provocar pérdida de material filtrante. Por otro lado el filtro debe lavarse durante un tiempo suficiente de modo que se desprenda la mayor cantidad de impurezas.

La velocidad de lavado seleccionada fue de $0,93 \text{ m/min}$, incluida dentro del rango establecido en las recomendaciones para este parámetro⁴⁵. La elección del valor de la velocidad de lavado está vinculada a la expansión del manto filtrante en un porcentaje entre 30 y 50 %, determinado en la bibliografía⁴⁶. La velocidad de lavado elegida provoca una expansión del manto del 32 % de la antracita y del 43,5% de la arena.

Los cálculos se presentan en el punto 4.10.3 de la Memoria de Cálculo.

11.3.6.4 Manto filtrante

El manto filtrante será de lecho mixto conformado por arena silícea y antracita. Las características de estos materiales que conforman la bicapa son seleccionadas para que cumplan las recomendaciones para este tipo de lecho y puedan además cumplir con el porcentaje requerido de expansión del manto para la velocidad de lavado elegida, minimizando así la mezcla de materiales en la interfase.

Las características granulométricas del manto filtrante son las siguientes:

- ANTRACITA

La antracita es un carbón que tiene una masa específica menor que la arena silícea 1400 y 1700 kg/m^3 .

- ARENA

Debe estar constituida por granos de cuarzo resultantes de la desagregación de rocas que contengan aproximadamente 99% de sílice. La masa específica está comprendida entre 2500 y 2700 kg/m^3 .

⁴⁴ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), tasa de filtración para filtros de lecho mixto (arena y antracita) varían entre 10 y $20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$.

⁴⁵ Métodos e Técnicas de Tratamiento de Água, 2ª edición, Luiz Di Bernardo- Angela Di Bernardo Dantas. Rango de Velocidad de lavado entre $0,6$ y $1,0 \text{ m/min}$.

⁴⁶ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR).

En la siguiente tabla se muestran los valores adoptados para ambos materiales siguiendo diversas recomendaciones:

	ANTRACITA	ARENA
Tamaño efectivo D10(m)⁴⁷	0,0009	0,0005
Coeficiente de uniformidad (Cu)⁴⁸	1,5	1,5
Coeficiente de esfericidad (ψ)	0,7	0,8
Porosidad (ϵ)⁴⁹	0,5	0,42
Densidad de la partícula (ρ) (Kg/m³)	1600	2600
Espesor del manto (m)⁵⁰	0,5	0,3
D90 (m)	0,0018	0,0010

Tabla 75: Características de los materiales de la bicapa del manto filtrante.

Donde,

La porosidad de un manto filtrante es una medida de sus espacios intersticiales. Se define como la relación entre el volumen de espacios vacíos y el total, pudiendo ser expresada como fracción decimal o como porcentaje.

Tamaño efectivo (TE), es la abertura del tamiz que permite pasar el 10 % en peso del material granular (D10).

Coeficiente de uniformidad (CU), es la abertura del tamiz que deja pasar el 60% dividido el tamaño efectivo (D60/D10).

Es importante la densidad absoluta de los materiales filtrantes especialmente por su influencia durante el lavado a contracorriente.

En los filtros de arena y antracita como es el caso, el manto de antracita se coloca encima del de arena, para que no se mezclen durante el lavado a contracorriente.

⁴⁷ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), Antracita TE entre 0,9 y 1,4 mm y Arena TE entre 0,45 y 0,6 mm.

⁴⁸ Tratamiento de Água-tecnología atualizada, Carlos A. Ritcher-José M. de Azevedo Netto.

⁴⁹ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), Porosidad en medios filtrantes de arena entre 40 y 45 %, medios filtrantes de antracita entre 50 y 55 %.

⁵⁰ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), Antracita profundidad del manto entre 40 y 60 cm y Arena profundidad del manto entre 20 y 35cm.

11.3.6.5 Manto soporte

El manto soporte se conforma por una capa de grava de 0,25 m de espesor con granos de tamaño efectivo de 3 mm. Los mantos soportes tienen dos funciones principales que son soportar el medio filtrante para que la superficie inferior de este sea horizontal, y que no se “pierda” hacia el sistema de drenaje; y distribuir el agua de lavado a contracorriente.

La granulometría y espesor del manto soporte depende del tipo de falso fondo⁵¹.

Tamaño efectivo D10(m)	0,003
Coeficiente de uniformidad (Cu)	1,5
Coeficiente de esfericidad (ψ)	0,75
Porosidad (ϵ_0)	0,45
Densidad de la partícula (ρ) (Kg/m ³)	2600
Espesor del manto (m)	0,25
D90 (m)	0,0059

Tabla 76: Características del manto soporte.

11.3.6.6 Falso fondo

El falso fondo corresponde al sistema de drenaje de los filtros y debe cumplir dos funciones principales que son coleccionar el agua filtrada y distribuir uniformemente el agua y eventualmente el aire de lavado.

Estará conformado por bloques denominados “bloques universales” que forman conductos paralelos y están destinados al lavado con agua y aire⁵².

11.3.6.7 Recolección de agua filtrada

El agua filtrada se recogerá en cámaras de recolección de 0,60 m de profundidad, 1,0 m de largo y del mismo ancho que cada una de las unidades de filtración (3,1 m de ancho). Estarán ubicadas por debajo del falso fondo y derivarán en una tubería de recolección de 600 mm en fundición dúctil. Cada tubería de recolección que sale de cada uno de los filtros conduce el agua filtrada a un canal con previo vertedero que recibe el agua y la dirige al tanque de agua clara y contacto o a la batería de filtros de carbón activado según corresponda.

11.3.6.8 Lavado de filtros

El lavado de los filtros es una operación batch, se realizará con agua y aire a contracorriente en forma independiente y por un tiempo aproximado de 10 minutos.

La metodología consta de tres etapas que se detallan a continuación:

⁵¹ Tratamiento de Água-tecnologia atualizada, Carlos A. Ritcher-José M. de Azevedo Netto.

⁵² Ver catálogo de Bloques universales en Anexo 4.4.1.1.

- Primera etapa: disminución del nivel de agua en el interior del filtro hasta que se sitúe cerca de 20 a 30 cm por encima de la superficie del manto filtrante.
- Segunda etapa: inyección de aire durante un período de 2 a 5 minutos, con una tasa de 10 a 20 L/s/m².
- Tercera etapa: lavado solamente con agua con velocidad ascensional mencionada anteriormente de 0,93 m/s, que produzca expansión del 5% como mínimo de los granos de diámetro D90 del material granular.

Las tuberías que conducen el agua de lavado serán las mismas que proveen el ingreso a cada unidad de filtración, como se mencionó anteriormente serán en fundición dúctil de 600 mm. El agua que circula por ellas proviene de las restantes unidades de filtración, ya que se han diseñado filtros de lavado mutuo.

11.3.6.9 Lavado con agua

En función del diseño del sistema de lavado de filtros adoptado, se asume que el caudal de lavado es igual al caudal de diseño. Se determina la velocidad de lavado en función del caudal de lavado y del área de cada filtro.

A partir de la velocidad de lavado se determina la porosidad final para un manto expandido entre un 30 y 50 %.

La porosidad final para una velocidad de lavado dada se halla a partir de la fórmula de Dharmarajah-Cleasby:

$$\log \left[K \frac{(\epsilon d_e)^3}{(1 - \epsilon)^2} \right] = 0.565 - 1.5(\log \psi)^2 + 1.093 \log N_R + 0.18(\log N_R)^2 - 0.00392(\log N_R)^4$$

Siendo los parámetros:

$$K = \frac{\rho(\rho_s - \rho)g\psi^3}{216\mu^2} \quad N_R = \frac{\rho\psi v d_e}{6\mu(1 - \epsilon)} \quad d_e = \sqrt{D_{10}D_{90}}$$

Donde,

v	velocidad ascensional (m/s)
ψ	coeficiente de esfericidad
d _e	diámetro equivalente(m)
ε	porosidad del lecho expandido
ρ	densidad del agua
ρ _s	densidad de la partícula
μ	viscosidad dinámica (kg/m.s)

La expansión del manto se determina mediante la siguiente expresión:

$$E = \frac{\varepsilon_e - \varepsilon_0}{1 - \varepsilon_e}$$

Donde,

ε_0 porosidad del manto filtrante sin expansión
 ε_e porosidad del manto fluidificado

Para la velocidad de lavado elegida de 0,93 m/min se logra una expansión del 32 % para la antracita y 43,5% para la arena, verificándose las recomendaciones.

Se impone una carrera de filtración de 18 horas para estar del lado de la seguridad, por eventuales problemas de tapado de filtros a causa de aparición de algas, etc. Esto significa que aproximadamente cada 3 horas se lava un filtro y en 24 horas se lavan todos los filtros, dos veces cada uno de ellos.

Estableciéndose a nivel diseño un tiempo de lavado de 10 minutos, el caudal de lavado resulta de 0,194 m³/s.

Los cálculos se detallan en el punto 4.10.3.1 de la Memoria de Cálculo.

11.3.6.10 Lavado con aire

El caudal de lavado con aire se determina a partir de recomendaciones de tasa de aplicación de aire⁵³. Los valores recomendados para aplicación de aire varían entre 10 a 20 L/s/m².

Se toma como tasa de aplicación de aire 15 L/s/m², siendo la superficie de un filtro de lecho mixto de 12,5 m², se determina el caudal de aire necesario para el lavado del filtro, siendo 186 L/s.

El equipo soplante deberá entregar el caudal antes mencionado y tener una presión suficiente que supere las pérdidas de carga provocadas por la fricción del aire en las tuberías, el falso fondo, manto soporte, manto filtrante doble y la altura de agua.

Una vez determinadas las pérdidas de carga antes mencionadas, se concluye que la presión que debe suministrar el equipo es de 7,1 kg/cm².

Se tendrá especial cuidado de no sobrepasar ni la presión, ni el caudal, necesarios a efectos de provocar daños indeseados en la estructura o en los elementos componentes del sistema así como la pérdida del material filtrante. Para ello se procederá unido de la curvas de funcionamiento del soplante suministrado, a seleccionar la velocidad de giro adecuada a las condicionantes del sistema.

Las tuberías destinadas al suministro de aire serán de 125mm de diámetro e ingresan a los filtros por la misma cámara por la cual sale agua filtrada debajo del falso fondo.

A continuación se presenta una imagen de una instalación similar donde se muestra la tubería de entrada de aire al filtro.

⁵³ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR),

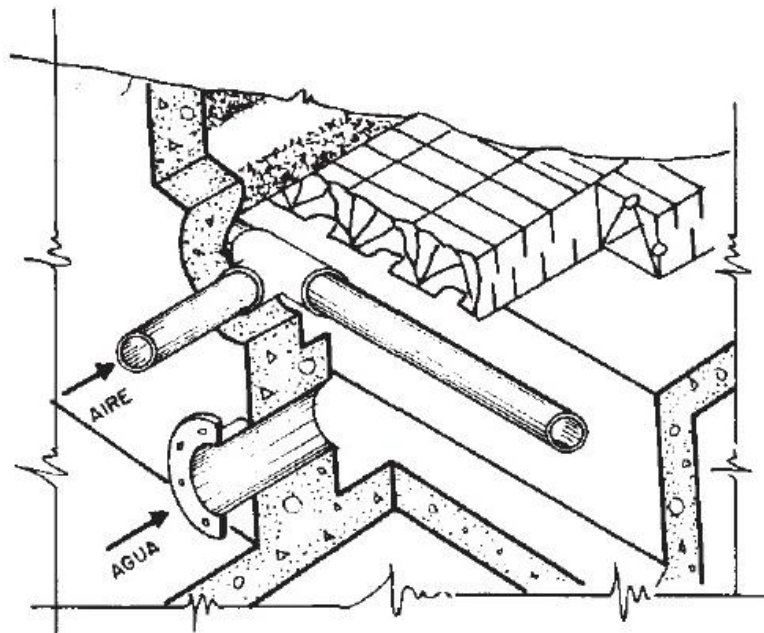


Figura 47: Arreglo típico de fondo Leopold con bloques especiales para aire y agua.

Los cálculos se detallan en el punto 4.10.3.2 de la Memoria de Cálculo.

11.3.6.11 Canaleta de recolección de agua de lavado

Para recoger el agua de lavado se dispone de una única canaleta de recolección por filtro, ubicada en el eje longitudinal de la unidad y en todo el largo del filtro. Las dimensiones de la canaleta de recolección se presentan en la siguiente tabla:

b(m)	0,6
h(m)	0,4
L(m)	4,0

Tabla 77: Dimensiones de la canaleta de recolección.

La canaleta de hormigón descarga libremente a un canal donde se encuentra ubicada la compuerta de desagüe operada manualmente para realizar el lavado. Esta la compuerta de descarga se dimensiona de forma que no exista ahogo de las mismas. Para ello se verifico la descarga libre mediante la siguiente expresión para vertederos de lámina delgada:

$$Q = 1,383 b h_0^{1,5}$$

Donde,

- b ancho de la canaleta (m)
- h₀ tirante máximo (m)
- Q caudal dentro de la canaleta (m³/s)

Nota: El caudal de lavado para el dimensionado de la canaleta se debe aumentar en un 20% del caudal de lavado determinado anteriormente.

Q_{lavado} canaleta (m₃/s)	0,233
b(m)	0,6
ho(m)	0,30

Tabla 78: Caudal de lavado por canaleta y ho.

Se considera una revancha de seguridad en la canaleta de 0,15 m.

El fondo de las canaletas recolectoras debe ubicarse a una cota superior al nivel del manto filtrante expandido. Generalmente se adopta para esta condición una expansión teórica del 50%, asegurando que no exista riesgo de pérdida de material.

Los cálculos se detallan en el punto 4.10.3.3 de la Memoria de Cálculo.

11.3.6.12 Niveles en el filtro

Se presenta a continuación una tabla que indica los niveles de operación del filtro y otros niveles a considerar⁵⁴:

NIVELES	h(m)	COTA (m)
Losa	0,20	0,20
Falso Fondo (Leopold)	0,30	0,50
Manto Soporte (grava)	0,25	0,75
Manto Filtrante (Arena +Antracita)	0,80	1,55
Fondo de la Canaleta	0,84	2,39
Altura de la canaleta	0,45	2,84
Vertedero de rebose en canal de interconexión	0,75	3,58
Vertedero de rebose estructura ⁵⁵	-0,033	3,55
N2c	1,10	4,68
N3c	0,15	4,83
Revancha	0,53	5,36

Tabla 79: Niveles relevantes en el filtro.

En el plano Nº 9 se presenta un corte de la batería de filtros, donde se indican los niveles de operación y otros de importancia.

La altura del vertedero de rebose que controla el flujo desde la batería de filtros de carbón activado, se diseña de manera que suministre la carga hidráulica necesaria para permitir el lavado de los filtros.

La pérdida de carga para la determinación de la ubicación del vertedero se realiza según recomendaciones, si bien esta ubicación es teórica y puede no coincidir con la realidad, más aun en los primeros años de puesta en marcha de la planta, se diseña colocar un vertedero regulable según las cargas necesarias de lavado hasta que se logra la expansión deseada en el manto filtrante.

El nivel mínimo sobre el manto es el nivel correspondiente al nivel de operación del filtro limpio. Este se determina a partir de las pérdidas de carga que se desarrolla en el filtrado al pasar por el manto filtrante, manto soporte, falso fondo y conducciones hasta llegar al nivel No en el vertedero de salida.

El nivel N3c es el nivel que se desarrolla cuando se está lavando un filtro y las demás unidades se sobrecargan de manera de asumir la función del filtro fuera de operación habitual.

Los restantes niveles de la estructura de filtración se determinan en función de las condiciones de funcionamiento del filtro. Los cálculos se presentan en el punto 4.10.1 de la memoria de cálculo.

⁵⁴ Los niveles que se presentan en la tabla son referidos a la cota cero ubicada en la base de la unidad antes de la losa de piso, sin considerar la cámara de recolección de agua filtrada.

⁵⁵ Medido desde el nivel de vertedero de rebose.

11.3.6.13 *Desagües*

El agua proveniente del lavado entra al canal de desagüe pasando previamente por una compuerta operada solamente durante el lavado. Esta compuerta fue diseñada de sección cuadrada de lado 0,40 m. El canal se encuentra ubicado por debajo del canal de ingreso de agua sedimentada, presentando las mismas dimensiones en planta que el anterior y los niveles.

Todos los filtros poseen descarga al canal de desagüe, siendo un canal común a la batería de filtros, aunque el lavado se realiza de a uno por vez. Una vez que el agua entra al canal, es conducida hacia uno de los extremos del mismo por medio de una leve pendiente de fondo, hacia la red de desagües por medio de una tubería de 400 mm en PVC.

Una vez en la red de desagües, el agua de lavado de filtros se dirige al tanque de amortiguación para ser posteriormente tratada por una unidad de sedimentación y dispuesta a desagüe (colector).

Se diseña una tubería para vaciado del filtro en caso de ser necesario en PVC de diámetro 75 mm. Esta tubería se ubica en la parte baja del filtro y se conduce hacia el canal de desagüe.

Los cálculos y verificaciones para su dimensionamiento se encuentran en el punto 4.10.2 de la memoria de cálculo.

11.3.7 Adsorción

A continuación de la batería de filtros de lecho mixto y previo a la desinfección se ubica una batería de seis filtros de carbón activado (CAG) de filtración rápida de tasa variable-declinante escalonada con sentido de filtración descendente y lavado mutuo.

La función fundamental por la que se diseña esta batería de filtros es la remoción mediante adsorción de los organismos causantes de olor y sabor, además de la remoción de toxinas generadas por los diferentes tipos de algas. La adsorción es un proceso mediante el cual las diferentes partículas tales como átomos o iones son retenidos en la superficie de cierto material, ya sea por acciones físicas o químicas. Por ser un fenómeno de superficie, la adsorción es mayor cuando mayor es la superficie específica del adsorbente, que se define como la superficie que está disponible para la adsorción por unidad de peso de Adsorbente. La superficie total disponible para la adsorción está compuesta por la superficie externa de las partículas del adsorbente y la superficie interna correspondiente a los poros. Por lo tanto, cuando más poroso es, y finamente dividido está el adsorbente, mayor es su capacidad de adsorción.

El adsorbente poroso por excelencia es el CAG, en el cual la mayor proporción de la superficie específica se encuentra en los poros del interior de las partículas, y por ello su capacidad de adsorción permanece relativamente independiente del diámetro de las mismas⁵⁶.

Los filtros de CAG fueron diseñados para un uso permanente pero pueden ser desconectados en caso de ser necesario. Por esta razón, se proyectó la conexión entre los filtros de lecho mixto y los filtros de CAG mediante un canal de agua filtrada que pasa a través de un vertedero mencionado en el ítem anterior, el cual conduce el agua hacia los filtros de CAG por medio de seis compuertas, una por cada filtro en caso de operación habitual. En caso de desconexión de los filtros de CAG se cierran las compuertas de entrada a los mismos y este pasaje de agua filtrada se transforma en un segundo tramo del canal que se dirige a una tubería de salida en fundición dúctil de diámetro 600 mm que conduce el agua filtrada al tanque de contacto y agua clara.

11.3.7.1 Canal de agua filtrada desde filtros de lecho mixto

El canal de agua filtrada es un único canal que recolecta el caudal que sale de las cámaras de recolección de cada uno de los cuatro filtros de lecho mixto a través de una tubería en FD 600. Cada una de esas tuberías presenta una llave de corte en caso de que sea necesario para la operación y mantenimiento de las unidades.

La entrada a este canal es ahogada y comunica hidráulicamente a todos los filtros de lecho mixto. Cuando adquiere un determinado nivel vierte a través de un vertedero, de ancho igual al largo del canal, hacia su continuación donde se encuentran las compuertas de entrada a los filtros de CAG.

El ancho de éste canal será de 1,10 m y su continuación luego del vertedero de 0,80 m de manera de facilitar el ingreso de personal en caso que fuese necesario.

⁵⁶ Riesgos biológicos y subproductos de la desinfección en el agua de bebida, Danilo Ríos

11.3.7.2 Compuerta de entrada al filtro de CAG

Cada filtro de CAG tendrá una compuerta de entrada de agua filtrada por los filtros de lecho mixto de 0,40 m de ancho por 0,60 m de altura, cuyo fondo de canal común se encuentra ubicado a 3,80 m medidos desde el nivel del vertedero. Estas compuertas, al tener una descarga ahogada, estarán interconectadas por lo que se verifica un nivel de pelo de agua igual para todos los filtros.

Entonces el ingreso de agua a los filtros se hace por medio de este canal común, de modo que trabajen por “vasos comunicantes”. Los filtros más limpios de la batería operan con mayor tasa, mientras que los más sucios lo hacen con menor tasa.

El diseño de las compuertas evita tener pérdidas de carga considerables. Se determina esta pérdida de carga con la ecuación general de los orificios:

$$Q = C_d A \sqrt{2g\Delta H}$$

Donde,

Cd coeficiente de descarga
A área de la sección de pasaje (m²)
H pérdida de carga (m)

Nº compuertas	6
Cd	0,6
Q llenado(m³/s)	0,0324
g(m²/s)	9,8
ΔH (cm)	0,0026

Tabla 80: Cálculo de pérdida de carga en compuertas de ingreso

Los cálculos se presentan en el punto 4.11.1 de la Memoria de Cálculo.

11.3.7.3 Parámetros de diseño y dimensionado de filtros

Los parámetros básicos para el diseño y dimensionado de los filtros son la tasa de filtración y la tasa de lavado. La tasa de filtración o carga superficial, se calcula dividiendo el caudal entre el área de la superficie filtrante. La velocidad del agua dentro del lecho es mayor, en función de la porosidad del mismo. Para filtros de carbón activado los valores de la tasa de filtración varían según recomendaciones⁵⁷ entre 5 y 24 m³/m²/h, adoptándose un valor de 7 m³/m²/h para el diseño.

En cuanto a la cantidad de filtros que conformarán la batería será de seis unidades según recomendaciones⁵⁸.

A partir de la tasa de filtración adoptada, el caudal de diseño⁵⁹ y número de unidades se determina el área de cada unidad de filtración.

⁵⁷ Water Treatment Design Plant, 5ª Edición.

⁵⁸ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR).

⁵⁹ El caudal de diseño debe dividirse entre la cantidad de filtros elegida para el cálculo de las dimensiones de cada unidad.

Q_{diseño} (m³/h)	700
Nº de filtros	6
Tasa de filtración (m³/m²/h)	7,0
Área(m²)	100,0
Área por filtro (m²)	16,7
v (m/s)	0,00194

Tabla 81: Dimensiones de filtros de CAG.

Se definen a partir del valor del área calculada para cada filtro las dimensiones de cada unidad. Dada la búsqueda de optimización de espacios, facilidad de construcción y que la adaptación en forma compacta a las unidades anteriores del sistema de tratamiento, se fija un ancho de 2,8 m con el que resulta, dada el área calculada por filtro, un largo 6,0 m respetando recomendaciones de relación ancho largo⁶⁰.

A modo de mención, se verificó el valor de la tasa de filtración en el caso de que se esté lavando uno de los seis filtros de CAG, por lo cual los demás trabajan a una tasa mayor, sobrecargada con respecto a la tasa de filtración definida. La tasa obtenida en este caso es de 8,4 m³/m²/h, quedando dentro del rango recomendado para este tipo de filtros⁶¹.

El siguiente parámetro básico de diseño mencionado es la tasa de lavado, o velocidad de lavado. La velocidad ascensional del agua de lavado es fundamental para garantizar que el manto se “limpie” durante la operación de lavado. Una velocidad de lavado excesiva puede provocar pérdida de material filtrante. Por otro lado el filtro debe lavarse durante un tiempo suficiente de modo que se desprenda la mayor cantidad de impurezas.

La velocidad de lavado seleccionada fue de 0,7 m/min, incluida dentro del rango establecido en las recomendaciones para este parámetro⁶². La elección del valor de la velocidad de lavado está vinculada a la expansión del manto filtrante en un porcentaje requerido entre 75 y 100 %, determinado en la bibliografía⁶³.

La expansión del manto en filtros de CAG puede condicionar el diseño geométrico del filtro en cuanto a niveles, ya que a diferencia de los filtros de arena y antracita su expansión es mayor. Se determina la expansión del manto en el siguiente punto del presente informe.

Los cálculos se presentan en el punto 4.11.2 de la Memoria de Cálculo.

⁶⁰ Water Treatment Design Plant, 5ª Edición, relación B/L aproximadamente de 1/2.

⁶¹ Water Treatment Design Plant, 5ª Edición, tasa de filtración para filtros de CAG entre 5 y 24 m³/m²/h.

⁶² Managing Water in the West”, U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, rango de Velocidad de lavado entre 0,7 y 1,0 m/min.

⁶³ Water Treatment Design Plant, 5ª Edición.

11.3.7.4 Manto filtrante

El manto filtrante será de lecho simple conformado por carbón activado granular (CAG). La característica principal de este material se mencionó en el ítem 11.3.10, pero a continuación se presentan en la siguiente tabla las características granulométricas del mismo con base en recomendaciones bibliográficas⁶⁴:

	CARBÓN ACTIVADO
Tamaño efectivo D10(m)	0,65
Coefficiente de uniformidad (Cu)	1,6
Coefficiente de esfericidad (ψ)	0,75
Porosidad (ϵ_0)	0,5
Densidad de la partícula (ρ) (Kg/m ³)	1500
Espesor del manto (m)	1,40
D90 (m)	0,00142

Tabla 82: Características del CAG del manto filtrante.

Donde,

La porosidad de un manto filtrante es una medida de sus espacios intersticiales. Se define como la relación entre el volumen de espacios vacíos y el total, pudiendo ser expresada como fracción decimal o como porcentaje.

Tamaño efectivo (TE), es la abertura del tamiz que permite pasar el 10 % en peso del material granular (D10).

Coefficiente de uniformidad (CU), es la abertura del tamiz que deja pasar el 60% dividido el tamaño efectivo (D60/D10).

Es importante la densidad absoluta del material filtrante especialmente por su influencia durante el lavado a contracorriente.

⁶⁴ Water Treatment Design Plant, 5ª Edición

11.3.7.5 Dimensionado del manto de CAG

La profundidad del manto se determina en función del parámetro denominado tiempo de contacto de lecho vacío (EBCT)⁶⁵, que sigue la siguiente relación:

$$EBCT = \frac{V}{Q}$$

Donde,

EBCT es el tiempo de contacto de lecho vacío en minutos

V es el volumen aparente del lecho en m³

Q es el caudal en m³/min

Adoptándose un valor de EBCT de 12 minutos según recomendaciones, con un área por filtro de 16,7 m² y un caudal por filtro de 0,194 m³/min el valor de la profundidad del manto es de 1,40 m.

Los cálculos se presentan en el punto 4.11.3 de la Memoria de Cálculo.

11.3.7.6 Manto soporte

El manto soporte se conforma por una capa de grava de 0,20 m de espesor con granos de tamaño efectivo de 3 mm. Los mantos soportes tienen dos funciones principales que son soportar el medio filtrante para que la superficie inferior de este sea horizontal, y que no se “pierda” hacia el sistema de drenaje; y distribuir el agua de lavado a contracorriente.

La granulometría y espesor del manto soporte depende del tipo de falso fondo⁶⁶.

Tamaño efectivo D10(m)	0,003
Coeficiente de uniformidad (Cu)	1,5
Coeficiente de esfericidad (ψ)	0,75
Porosidad (εo)	0,45
Densidad de la partícula (ρ) (Kg/m ³)	2600
Espesor del manto (m)	0,25
D90 (m)	0,0059

Tabla 83: Características del manto soporte.

⁶⁵ AWWA, EBCT entre 5 y 25 minutos

U.S.Department of the Interior Bureau of Reclamation , EBCT entre 6 y 30 minutos.

⁶⁶ Tratamento de Água-tecnologia atualizada, Carlos A. Ritcher-José M. de Azevedo Netto.

11.3.7.7 Falso fondo

El falso fondo corresponde al sistema de drenaje de los filtros y debe cumplir dos funciones principales que son colectar el agua filtrada y distribuir uniformemente el agua y eventualmente el aire de lavado.

Estará conformado por bloques denominados “bloques universales” que forman conductos paralelos y están destinados al lavado⁶⁷.

11.3.7.8 Recolección de agua filtrada

El agua filtrada se recogerá en cámaras de recolección de 0,60 m de profundidad, 1,0 m de largo y del mismo ancho que cada una de las unidades de filtración (2,8 m de ancho). Estarán ubicadas por debajo del falso fondo y derivarán en una tubería de recolección de 600 mm en fundición dúctil.

Cada tubería de recolección que sale de cada uno de los filtros conduce el agua filtrada al tanque de agua clara y contacto.

11.3.7.9 Lavado de filtros

El lavado de los filtros es una operación batch, se realizará con agua a contracorriente por un tiempo aproximado de 10 minutos.

Las tuberías que conducen el agua de lavado serán las mismas que proveen el ingreso a cada unidad de filtración, como se mencionó anteriormente serán en fundición dúctil de 600 mm. El agua que circula por ellas proviene de las restantes unidades de filtración, ya que se han diseñado filtros de lavado mutuo.

Es importante aclarar que el lavado de la batería de filtros de CAG se debe realizar con agua sin clorar.

Los cálculos se presentan en el punto 4.11.4.1 de la Memoria de Cálculo.

11.3.7.9.1 Caudal de lavado con agua

En función del diseño del sistema de lavado de filtros adoptado, se asume que el caudal de lavado es igual al caudal de diseño. Se determina la velocidad de lavado en función del caudal de lavado y del área de cada filtro.

Como ya fue mencionado en el ítem 11.3.10.3, la velocidad de lavado resulta de un valor de 0,70 m/min según recomendaciones antes mencionadas. A partir de la velocidad de lavado se determina la porosidad final para un manto expandido.

⁶⁷ Ver catálogo de Bloques universales en Anexo Catálogos.

11.3.7.10 Expansión del manto filtrante

Para asegurar la buena limpieza de las partículas del manto, se recomienda tener una expansión de entre 75 y 100%⁶⁸.

La expansión del manto filtrante se determina con base en la siguiente curva característica proporcionada por el fabricante para un tipo de carbón activado granular seleccionado.

NORIT® GAC 1240
 (continued)

Engineering Data

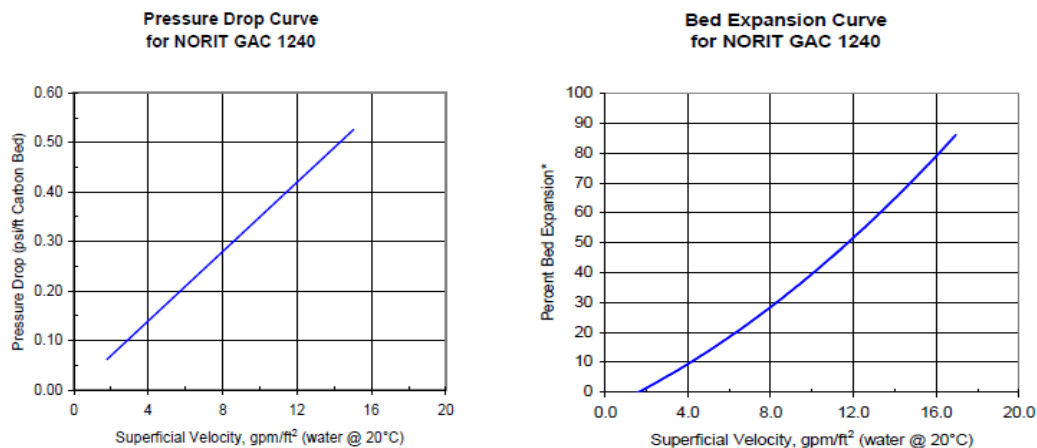


Figura 48: Curva característica CAG.

Se obtuvo una expansión del manto filtrante en función de la tasa superficial de lavado de 87,2 %, lo que representa un manto expandido de 1,22 m sobre el nivel del manto en condiciones normales.

La carrera de filtración máxima posible será de 36 has para este tipo de filtros. Estableciéndose a nivel diseño un tiempo de lavado de 10 minutos, el caudal de lavado resulta de 0,233 m³/s.

Los cálculos se presentan en el punto 4.11.4.1.1 de la Memoria de Cálculo.

11.3.7.11 Canaleta de recolección de agua de lavado

Para recoger el agua de lavado se dispone de una única canaleta de recolección por filtro, ubicada en el eje longitudinal de la unidad y en todo el largo del filtro. Las dimensiones de la canaleta de recolección se presentan en la siguiente tabla:

b(m)	0,6
h(m)	0,4
L(m)	6,0

Figura 49: Dimensiones de la canaleta de recolección.

⁶⁸ U.S.Department of the Interior Bureau of Reclamation.

La canaleta de hormigón descarga libremente a un canal donde se encuentra ubicada la compuerta de desagüe operada manualmente para realizar el lavado. Esta la compuerta de descarga se dimensiona de forma que no exista ahogo de las mismas. Para ello se verifico la descarga libre mediante la siguiente expresión para vertederos de lámina delgada:

$$Q = 1,383 b h_0^{1,5}$$

Donde,

- b ancho de la canaleta (m)
- ho tirante máximo (m)
- Q caudal dentro de la canaleta (m³/s)

Nota: El caudal de lavado para el dimensionado de la canaleta se debe aumentar en un 20% del caudal de lavado determinado en la sección 11.3.12.3.4

Qlavado canaleta (m3/s)	0,233
b(m)	0,6
ho(m)	0,32

Tabla 84: Caudal de lavado por canaleta y ho.

Se considera una revancha de seguridad en la canaleta de 0,13 m.

El fondo de las canaletas recolectoras debe ubicarse a una cota superior al nivel del manto filtrante expandido. Se adopta para esta condición una expansión teórica del 87,2%, asegurando que no exista riesgo de pérdida de material.

Los cálculos se presentan en el punto 4.11.4.2 de la Memoria de Cálculo.

11.3.7.12 Desagües

El agua proveniente del lavado entra al canal de desagüe pasando previamente por una compuerta operada solamente durante el lavado. Este canal se encuentra ubicado por debajo del canal de ingreso de agua sedimentada, presentando las mismas dimensiones en planta que el anterior.

Todos los filtros poseen descarga al canal de desagüe, siendo un canal común a la batería de filtros, aunque el lavado se realiza de a uno por vez. Una vez que el agua entra al canal, es conducida hacia uno de los extremos del mismo por medio de una leve pendiente de fondo, hacia la red de desagües por medio de una tubería de 400 mm en PVC. Los cálculos y verificaciones para su dimensionamiento se encuentran en el punto 4.11.6 de la Memoria de Cálculo.

Una vez en la red de desagües, el agua de lavado de filtros se dirige al tanque de amortiguación para ser posteriormente tratada por una unidad de sedimentación y dispuesta a desagüe (colector).

Se diseña una tubería para vaciado del filtro en caso de ser necesario en FD de diámetro 75 mm. Esta tubería se ubica en la parte baja del filtro y se conduce hacia la red de desagües.

Los cálculos y verificaciones para su dimensionamiento se encuentran en el punto 4.11.7.3 de la memoria de cálculo.

11.3.7.13 Niveles en el filtro

Se presenta a continuación una tabla que indica los niveles de operación del filtro y otros niveles a considerar⁶⁹:

NIVELES	h(m)	COTA (m)
Losa	0,20	0,20
Falso Fondo (Leopold)	0,30	0,50
Manto Soporte (grava)	0,20	0,70
Manto (CAG)	1,40	2,10
Fondo de la Canaleta	0,72	2,82
Altura de la canaleta	0,45	3,27
Vertedero de rebose en tanque de contacto	0,66	3,93
Vertedero de rebose estructura⁷⁰	-0,128	3,80
N2c	1,60	5,53
N3c	0,20	5,73
Revancha	0,48	6,21

Tabla 85: Niveles relevantes en el filtro.

Los restantes niveles de la estructura de filtración se determinan en función de las condiciones de funcionamiento del filtro. Los cálculos se presentan en el punto 4.11.5 de la Memoria de Cálculo.

La altura del vertedero de rebose que controla el flujo desde el tanque de contacto y agua clara, se diseña de manera que suministre la carga hidráulica necesaria para permitir el lavado de los filtros.

La pérdida de carga para la determinación de la ubicación del vertedero se realiza según recomendaciones, si bien esta ubicación es teórica y puede no coincidir con la realidad, más aun en los primeros años de puesta en marcha de la planta, se diseña colocar un vertedero regulable según las cargas necesarias de lavado hasta que se logra la expansión deseada en el manto filtrante.

El nivel mínimo sobre el manto es el nivel correspondiente al nivel de operación del filtro limpio. Este se determina a partir de las pérdidas de carga que se desarrolla en el filtrado al pasar por el manto filtrante, manto soporte, falso fondo y conducciones hasta llegar al nivel No en el vertedero de salida.

El nivel N3c es el nivel que se desarrolla cuando se está lavando un filtro y las demás unidades se sobrecargan de manera de asumir la función del filtro fuera de operación habitual.

Los restantes niveles de la estructura de filtración se determinan en función de las condiciones de funcionamiento del filtro. Los cálculos se presentan en el punto 4.11.6 de la Memoria de Cálculo.

⁶⁹ Los niveles que se presentan en la tabla son referidos a la cota cero ubicada en la base de la unidad antes de la losa de piso, sin considerar la cámara de recolección de agua filtrada.

⁷⁰ Medido desde el nivel de vertedero de rebose

11.3.7.14 *Funcionamiento de los filtros*

Se describe a continuación el funcionamiento habitual para ambas baterías de filtros:

- El funcionamiento normal del sistema:

En esta situación, todas las unidades se encuentran filtrando el agua, que accede por las compuertas de ingreso que se encuentran abiertas, mientras que las de desagüe se encuentran cerradas.

El agua filtrada pasa a las cámaras de agua filtrada ubicadas en la parte inferior de cada filtro y se dirige al canal común de agua filtrada, para luego pasar por el vertedero que regula su funcionamiento.

- Lavado de un filtro:

Se cierra la compuerta de ingreso de agua al filtro que se desea lavar y se abre la compuerta de desagüe de agua de lavado.

En esta situación, el agua existente en el interior del filtro a ser lavado es descargada a la altura correspondiente al borde de la canaleta de recolección de agua de lavado. Al mismo tiempo, el agua en la cámara de agua se filtró reenviado al interior de ese filtro a través de su fondo (debido posición altimétrica del vertedero agua filtrada en relación con el borde de vertedero de la canaleta de recolección de agua de lavado). Esto proporcionará el retrolavado del filtro.

- Final del lavado y colocando el filtro en la operación

Después de limpiar el filtro, se cierra la compuerta de descarga del agua de lavado y se abre nuevamente la de acceso al filtro, volviendo a su funcionamiento normal.

11.3.8 *Post-Alcalinización*

Se realizara la verificación de la alcalinidad en el agua filtrada de la planta, ajustándose su valor en caso de ser necesario a 20 mg/L mediante aplicación de ceniza de soda en el tanque de contacto. De esta manera de acuerdo a posibles casos eventuales se deja dispuesto un sistema de post-alcalinización, de manera de corregir el pH del agua para que cumpla con los valores indicados en la Norma.⁷¹

⁷¹ Administración de las Obras Sanitarias del Estado (OSE); Norma Interna de Calidad de Agua Potable; diciembre 2006.

11.3.9 Desinfección

Esta etapa tiene como objetivo garantizar la potabilidad del agua desde el punto de vista microbiológico, asegurando la ausencia de microorganismos patógenos que puedan afectar la salud de la población.

La etapa se realiza después de sedimentar y filtrar el agua, luego que mediante estos procesos se haya eliminado gran parte de las partículas y microorganismos presentes en el agua bruta. Esta condición es imprescindible, porque la presencia de turbiedad y color, dificulta la acción de los desinfectantes.

La desinfección consiste en el agregado al agua de un agente químico para destruir microorganismos que puedan transmitir enfermedades utilizando el agua como vehículo pasivo.

Los desinfectantes más utilizados para el tratamiento de agua son cloro, ozono, dióxido de cloro, UV y plata ionizada.

El sistema de desinfección cuenta con 2 etapas, la primera es un sistema de desinfección con UV previo a que el agua filtrada proveniente de la batería de filtros de CAG y la segunda etapa de desinfección con cloro gas, destinada a asegurar la presencia de cloro residual en el tanque de Agua Clara así como en la red de distribución de la ciudad.

11.3.9.1 Desinfección UV

El concepto de barreras múltiples se aplica a la planta de tratamiento de la ciudad de Durazno ya que al principio del tratamiento se aplica dióxido de cloro destinado a la oxidación de la materia orgánica y control de sustancias que provocan olor, dicho producto tiene un gran poder biocida como ya fuera mencionado anteriormente.

A continuación de los filtros de CAG se realiza la desinfección mediante rayos ultravioletas mediante un reactor UV, siendo éste el principal sistema de desinfección proyectado, de la marca WEDECO modelo Quadron 3000 el cual cumple con las dosis recomendadas por la EPA para la inactivación de 2Log de, Giardia, Virus y Cryptosporidium, cuya tabla de valores se agrega a continuación.

Target Pathogens	Log Inactivation							
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
<i>Cryptosporidium</i>	1.6	2.5	3.9	5.8	8.5	12	15	22
<i>Giardia</i>	1.5	2.1	3.0	5.2	7.7	11	15	22
Virus	39	58	79	100	121	143	163	186

¹ 40 CFR 141.720(d)(1)

Figura 50: Valores de dosis requeridos para inactivación de patógenos guide_LT2- UVGuidance –USEPA2006

La aplicación de rayos ultravioletas en dosis como las aplicadas en éste proyecto no genera sub productos de la desinfección, “Dosis menores a $400\text{mj}/\text{cm}^2$ no provocan efectos significativos en la formación de THMs o HAAs.”⁷²

El equipo seleccionado es capaz de aplicar una dosis de $190\text{ mJ}/\text{cm}^2$ para un caudal de $374\text{ m}^3/\text{h}$, Según la tabla anterior se logra la inactivación de 4 Log de *Cryptosporidium*, *Giardia* y Virus respectivamente.

El equipo seleccionado es capaz de aplicar una dosis de $100\text{ mJ}/\text{cm}^2$ para un caudal de $719\text{ m}^3/\text{h}$, superior al caudal de proyecto, y de acuerdo a la tabla anterior se logra la inactivación de 2 Log de *Cryptosporidium*, *Giardia* y Virus respectivamente.

11.3.9.1.1 Características del Producto

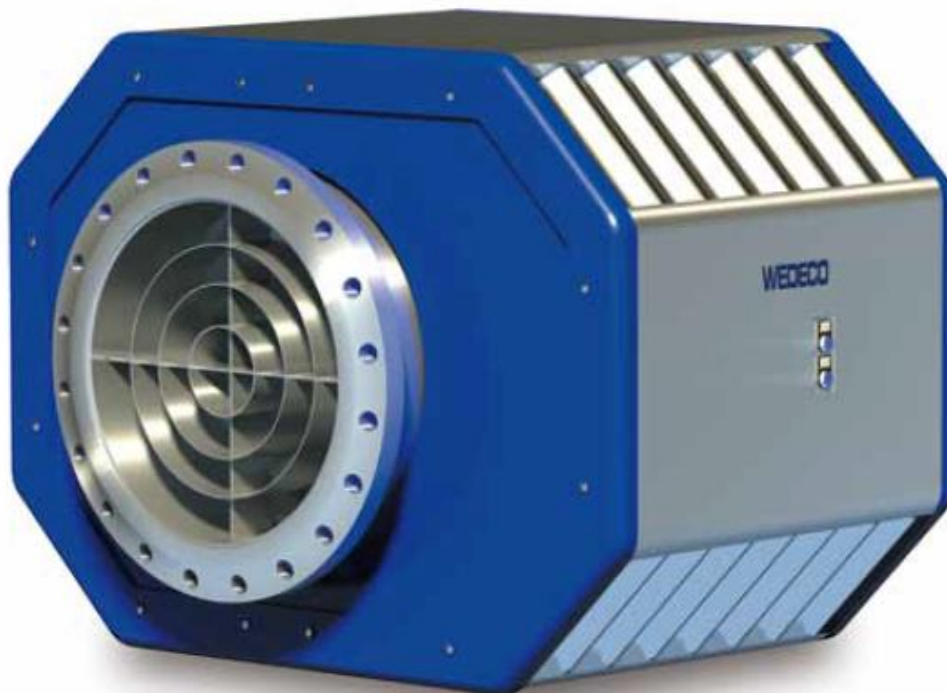


Figura 51: Reactor UV Quadron 3000 de la firma XYLEM

Las dimensiones físicas del equipo se pueden apreciar en el cuadro siguiente:

⁷² Malley et al.1996, Kashinkunti et al. 2003, Zheng et al. 1999, Liu et al. 2002, Venkatesa et al. 2003. USEPA Guide LT2-UVGuidance 2006.

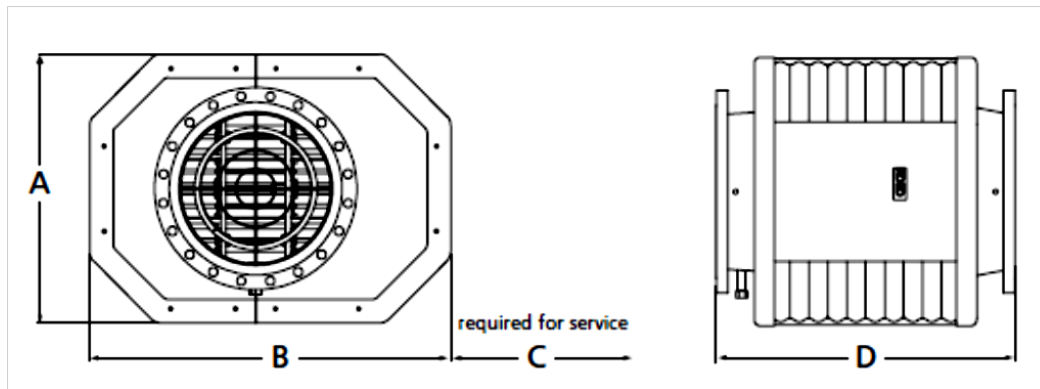


Figura 52: Dimensiones del reactor QUADRON 3000

El equipo recomendado no altera el funcionamiento hidráulico de la planta ya que introduce pérdidas de carga despreciables en el flujo de agua filtrada.

11.3.9.1.2 Pérdidas de carga

El equipo recomendado no altera el funcionamiento hidráulico de la planta ya que introduce pérdidas de carga despreciables en el flujo de agua filtrada.

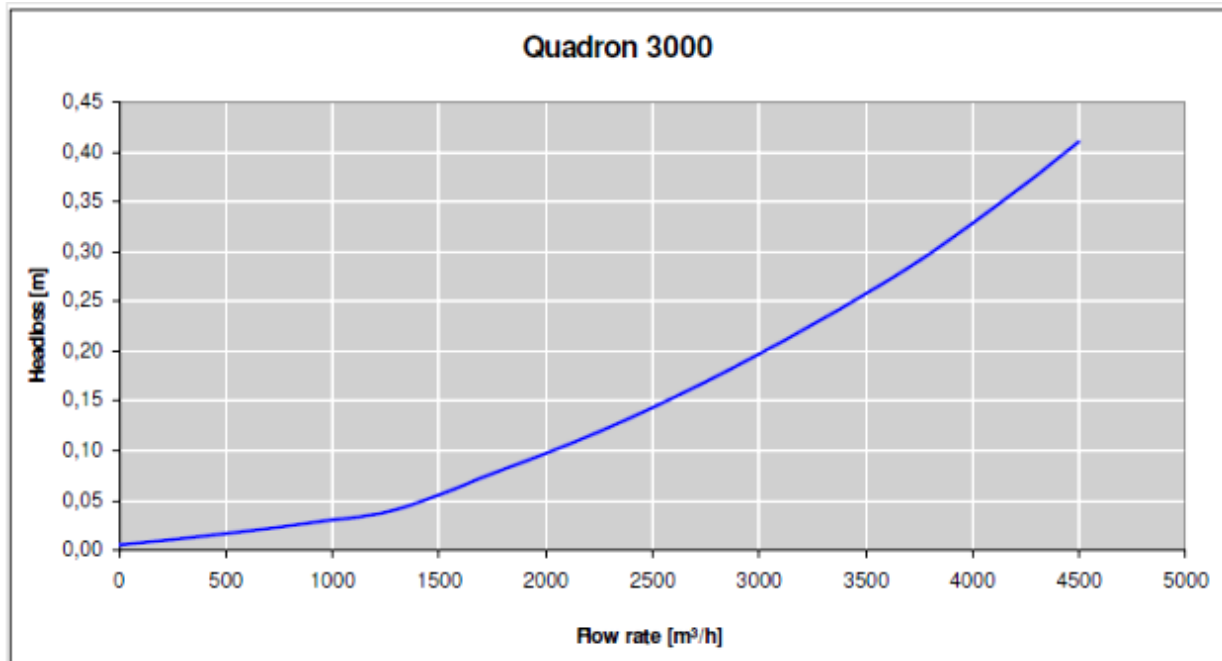


Tabla 86: Pérdidas de carga producida por equipo UV QUADRON 3000

11.3.9.2 Dosificación con cloro

En la actual planta de tratamiento de Durazno, se realiza la desinfección con cloro gas el cual se recibe en cilindros de 68 Kg que se mantienen conectados dos cilindros en paralelo (uno en espera), cada uno con su regulador de vacío, un rotámetro con regulador de caudal y un inyector en la línea de agua común a ambos. El cambio de un cilindro a otro (al vaciarse uno) es automático.

La dosis aplicada, en la actualidad es de 2,0 mg/L en promedio y el cloro residual obtenido es de 1,4 mg/L.

Para el diseño de la nueva planta se estima que la dosis a aplicar será de 1,0 mg/L, considerando que existe pre- oxidación de materia orgánica al inicio del tratamiento y desinfección por UV, cuyo objetivo es dotar de cloro residual en el Tanque de Agua Clara, la red de Distribución de la ciudad y Tanque de Distribución.

En caso de que esté fuera de funcionamiento el sistema de desinfección UV, se estima que la dosis máxima de cloro a aplicar será de 1,5 mg/L.

Para la dosis de cloro a aplicar se calcula el consumo diario y de esa manera se sabe la cantidad de cilindros de cloro gas se deben tener en operación simultánea así como la cantidad que debe haber en reserva en el recinto.

$$C = \frac{D \cdot Q}{1000}$$

Donde,

- C es la capacidad kg/día
- Q es el caudal máximo de la planta m³/día
- D es la dosis máxima de cloro en mg/L

Q(m ₃ /s)	Q(m ₃ /d)	Dosis Cl ₂ (mg/l)	C(consumo Cl ₂ /día)	Cilindros de 68 kg		
				En servicio	Vacíos	Reserva mínima
0,104	8976	1,5	13,5	1	2	3
0,112	9672	1,5	14,5	1	2	3
0,127	10944	1,5	16,4	1	2	3
0,142	12264	1,5	18,4	2	4	6
0,159	13704	1,5	20,6	2	4	6
0,176	15192	1,5	22,8	2	4	6
0,194	16800	1,5	25,2	2	4	6

Figura 53: Consumo de cloro y cantidad de cilindros de 68 kg necesarios para la cloración

El cuadro anterior toma como referencia las recomendaciones del CEPIS⁷³ según lo muestra el siguiente cuadro:

⁷³ CEPIS, Tratamiento de Agua para consumo Humano-Manual II: Diseño de plantas con tecnología apropiada.

Número de cilindros necesarios según la capacidad requerida

Cilindros de 68 kg				Cilindros de 908 kg			
Capacidad requerida kg/día	En servicio	Vacíos	Reserva mínima	Capacidad requerida kg/día	En servicio	Vacíos	Reserva mínima
0–18	1	2	3	54–180	1	1	2
18–36	2	4	6	180–360	2	2	4
36–54	3	6	9	360–540	3	3	6
54–72	4	8	12	540–720	4	4	8
72–90	5	10	15	720–900	5	5	10
90–100	6	12	18	900–1.000	6	6	12
				>1.000	Usar evaporador		

Tabla 87: Recomendaciones del CEPIS-cantidad de cilindros de cloro según la capacidad requerida

Entonces, se deberán instalar 1 cilindro en operación y 1 más en espera conectados a una válvula automática que al detectar que está vacío el primer cilindro, cierra el pasaje hacia el cilindro vacío y habilita la toma de cloro del cilindro que estaba en espera.

La solución súper clorada se inyecta en la tubería de agua que ingresa al tanque de contacto mediante un difusor como se muestra en la siguiente imagen tomada del HANDBOOK OF CLORINATION.

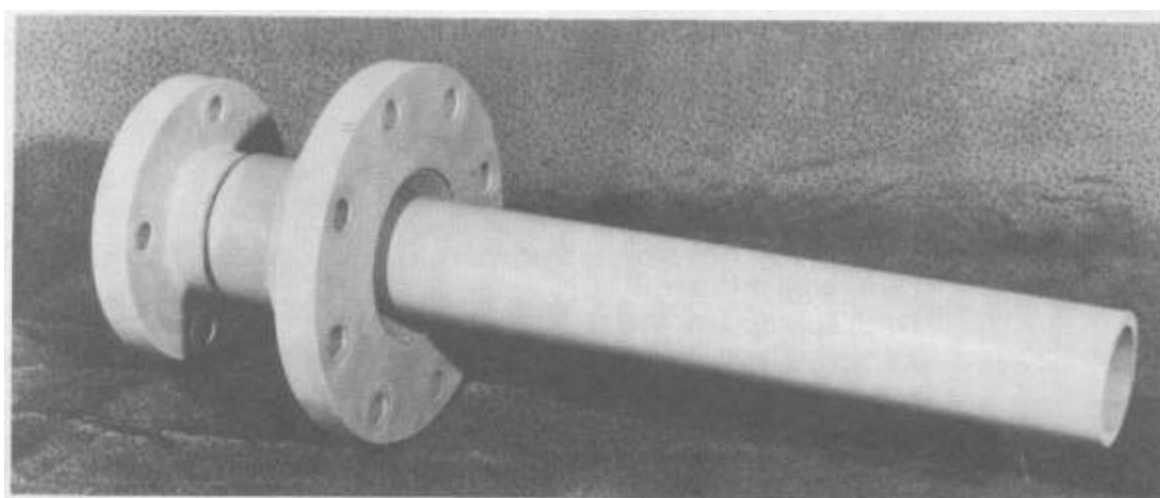


Figura 54: Difusor de cloro para insertar en la tubería de agua filtrada

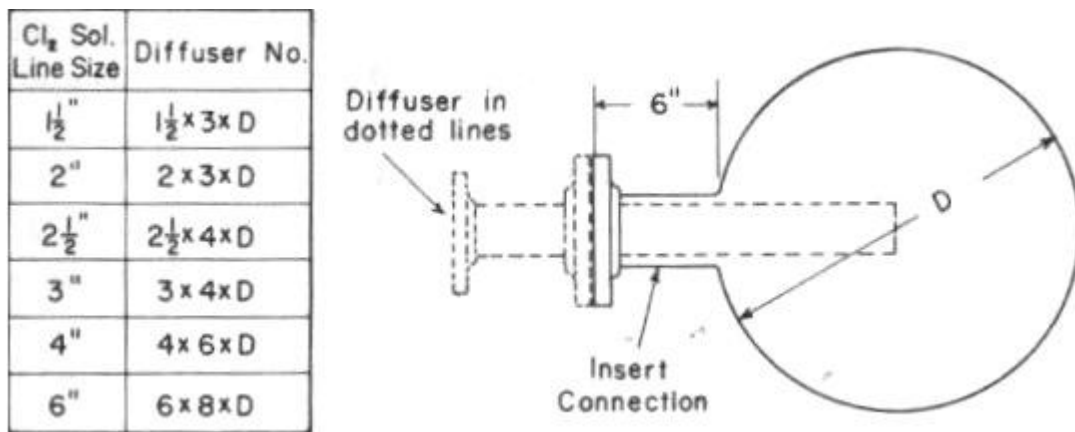


Figura 55: Tamaños de difusor en función de la tubería de solución de cloro

11.3.9.2.1 Eficiencia de la desinfección

Con la dosis aplicada de desea lograr 3 log de inactivación de Giardia y 4 log de inactivación de virus de acuerdo el Reglamento SWTR de la EPA. Para lograr esos niveles de inactivación se requieren los siguientes valores de CxT⁷⁴.

	Grado de activación	CxT (mg/L.min)
Giardia	3 log (99,9%)	104
Virus	4 log (99,99%)	6

Tabla 88: Valores de CxT necesarios para inactivación de Giardia y Virus con cloro

El tiempo de contacto del desinfectante será la variable a tener en cuenta en el diseño del Tanque de Contacto de Cloro.

11.3.9.2.2 Caudal de solución clorada

La solución clorada será aplicada a la tubería proveniente de la etapa de filtración (posterior al reactor UV), previo al ingreso al tanque de Agua Clara, mediante un inyector, como fuera mencionado en el punto 11.3.11.8.

Para la dosis elegida de 1.5 mg/l y el caudal de fin de proyecto el equipo de bombeo deberá bombear un caudal de 0.3 m³/h y una carga de 32 m, el detalle del cálculo se muestra en la memoria de cálculo en el punto 4.12.2.5 de la Memoria de Cálculo.

El caudal de la solución clorada se calcula a través de la siguiente ecuación:

$$q = \frac{D Q}{C}$$

Siendo:

D dosis de cloro aplicada (mg/L)
 Q caudal de la planta (m³/h)

⁷⁴ Fuente A.W.WA - Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), valores de CxT

C concentración 3500 (mg/L)
q caudal de la solución (m³/h)

D	Q	C	q(m ³ /h)
1,5	374	3500	0,160
1,5	403	3500	0,173
1,5	456	3500	0,195
1,5	511	3500	0,219
1,5	571	3500	0,245
1,5	633	3500	0,271
1,5	700	3500	0,300

Tabla 89: Caudal de solución clorada según caudal de la planta

El equipo clorador deberá tener una capacidad de 1400 g/h para atender la demanda de cloro, se detalla el cálculo en el punto 4.12.2.6 de la Memoria de Cálculo.

Consultada una empresa de plaza dedicada a sistemas de desinfección recomendó un equipo clorador de 44 kg/d para atender la producción requerida de cloro.

Dicho clorador es de doble cabezal y switcheo automático, es decir que una vez que un cilindro se termina automáticamente pasa a tomar cloro del que está en espera.

Para asegurar el buen funcionamiento del eyector se deben asegurar 3.0 kg/cm² de presión en la línea de agua que lleva la solución súperclorada, dicha tubería deberá ser de 3/4", para este caso se utilizará una tubería de 1" que unirá el clorador con el punto de inyección de cloro en la tubería de agua filtrada, previo al ingreso al tanque. La presión necesaria será la de la impulsión de la planta de tratamiento.

11.3.9.3 Tanque de Contacto y de Agua Clara

El Tanque de Contacto recibe el agua filtrada a través de una tubería que colecta la salida de los filtros de CAG o si ésta batería de filtros estuviera fuera de servicio, recibe el agua filtrada de la primer batería de filtros de lecho mixto.

Previo al ingreso del agua al tanque se procede a la cloración a través de un difusor, como fuera mencionado en el ítem anterior.

	Largo(m)	Ancho(m)	Profundidad(m)	Volumen(m ³)
Dimensiones	16,6	16	5,3	1407,7

Tabla 90: Dimensiones del Tanque de Contacto

A continuación se presenta un diseño en planta del Tanque de Contacto.

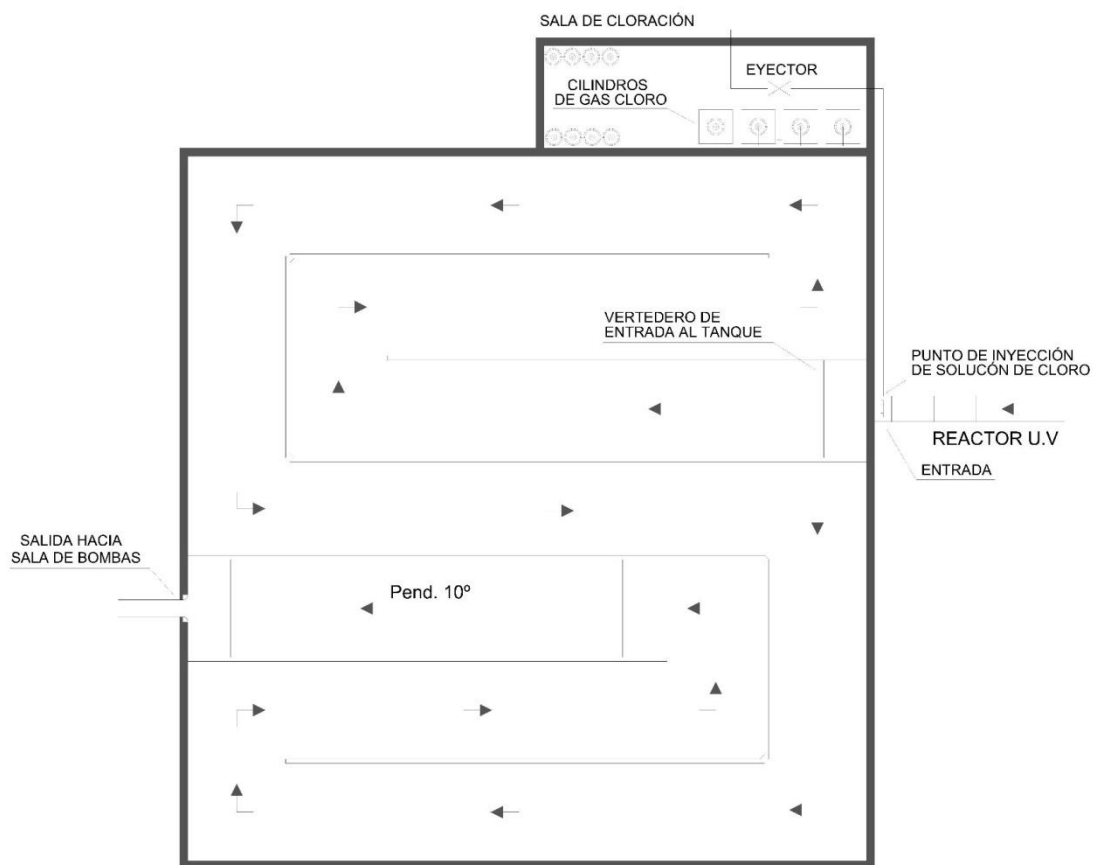


Figura 56: Tanque de contacto.

En el diseño del tanque tomó en consideración el tiempo de contacto que tendría el desinfectante aplicado al agua proveniente de los filtros, más específicamente se le diseñaron BUFLES de modo de lograr un flujo interno al tanque lo más parecido al flujo pistón y lograr así el mayor coeficiente de BAFFLE, T_{10}/T .

Se adoptó en éste caso un valor de T_{10}/T de 0,6. Para este valor, los requerimientos de inactivación planteados y la dosis de proyecto, se llega a determinar el volumen necesario del depósito de contacto.

C (mg/l)	1,5
CxT ₁₀ (mg/l.min)	104
T ₁₀ (min)	69
Coef baffle T ₁₀ /T	0,6
T (min)	116
Q(m ³ /min)	11,67
V(m ³)=TxQ	1349

Tabla 91: Volumen del tanque para cumplir requisitos de inactivación

El volumen del tanque que cumpliría de forma independiente al sistema UV resulta ser de 1349 m³, según lo que se aprecia en el cuadro anterior.

El volumen del tanque se diseñó de tal manera de tener una reserva de agua de 2 horas de producción máxima, por razones de seguridad y tareas de mantenimiento o en caso de interrupción del funcionamiento de la planta.

V(m ³)	1408
T(min)=V/Q	121
Coef baffle T ₁₀ /T	0,6
T ₁₀ (min)	72,4
C (mg/l)	1,5
T ₁₀ (min)	72,4
CxT ₁₀ (mg/l.min)	109

Tabla 92: Cálculo del CxT para el tanque diseñado

Dadas esas condiciones se logra valores de CxT que cumplen por si solo los requerimientos exigidos de inactivación sin tener en cuenta la presencia del reactor UV instalado previo a la desinfección con cloro.

Los cálculos se presentan en el punto 4.12.3.1 de la Memoria de Cálculo.

11.3.9.3.1 Ventilaciones del Tanque

El tanque de Agua Clara contará con tuberías de ventilación que aseguren la existencia de presión atmosférica en el interior del mismo. Dicha ventilación se construirá en forma de U de modo de asegurar el no ingreso de insectos, animales, basura y polvo a través del mismo.

La tubería de salida del tanque hacia las bombas será de 400 mm de diámetro, por tanto las tuberías de ventilación deberán tener como mínimo la misma sección que la salida del tanque, ésta condición se cumple para 4 tuberías de ventilación de 200 mm.

Los cálculos se presentan en el punto 4.12.3.2 de la Memoria de Cálculo.

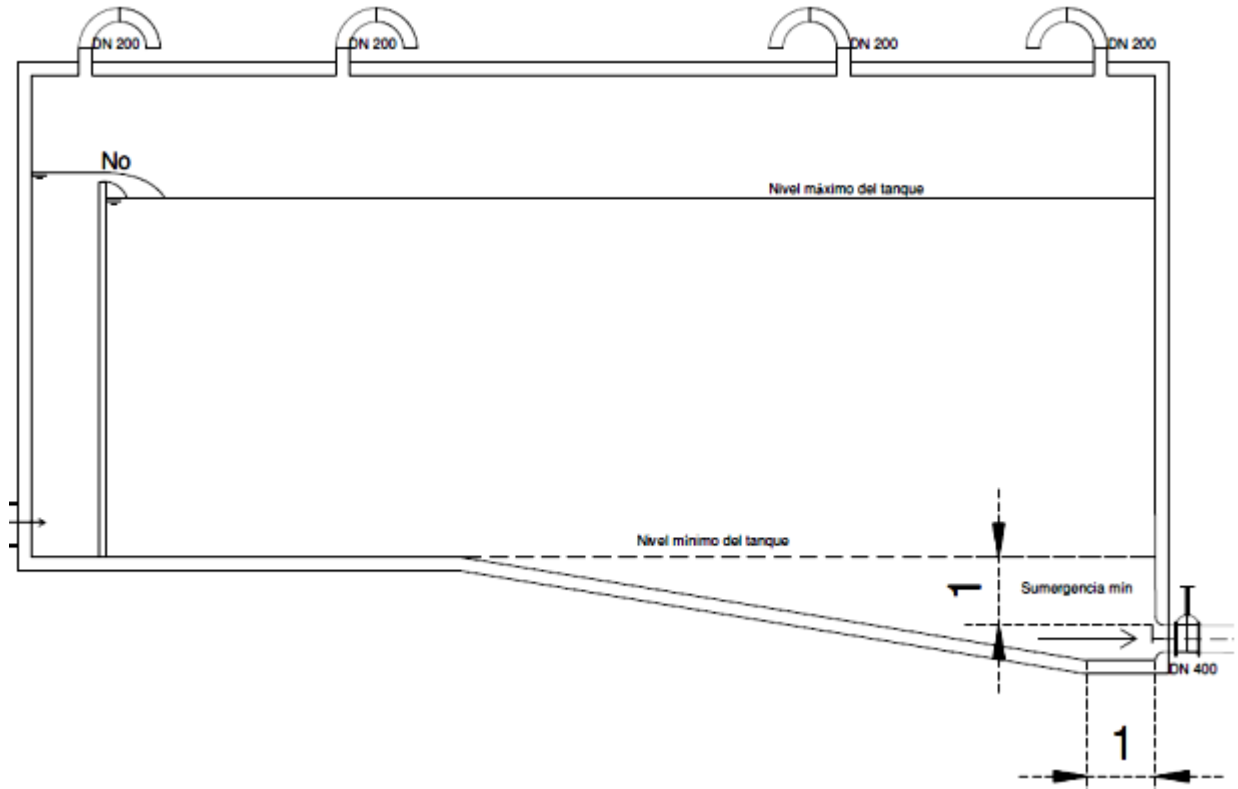


Figura 57: Corte del Tanque de Agua Clara-Ventilaciones

11.3.9.3.2 Tubería de Rebalse del Tanque

Se coloca una tubería de rebalse para asegurar que el nivel dentro del mismo sea el de diseño y evitar el ahogamiento del vertedero instalado al ingreso de agua al tanque. Esta tubería deberá estar conectada al desagüe general de la planta, hacia donde se derivará el caudal en exceso mientras se controla el ingreso al tanque.

De manera de asegurar el rápido vaciado del caudal en exceso, en caso de producirse se instalarán 2 pares de tuberías de 250 mm, unidas de a 2 a una tubería de 500 mm que se conduce al desagüe, previa conexión con la tubería de vaciado del depósito.

Estas tuberías de rebalse deben estar conectadas a atmósfera para asegurar un escurrimiento libre y poseer protección de modo de evitar el ingreso de animales, basura, polvo etc, mediante la instalación de sombrerete y criba.

Los cálculos se presentan en el punto 4.12.3.3 de la Memoria de Cálculo.

11.3.9.3.3 Tubería de Purga del Tanque

La tubería de purga o desagote del tanque será conectada al desagüe y a la tubería de desborde que estarán ventiladas por la rama vertical antes mencionada de la tubería de desborde, tendrán una válvula de compuerta que permanecerá cerrada siempre, salvo en el momento que se necesite vaciar el depósito por alguna tara de limpieza o mantenimiento.

Se muestra en el siguiente esquema la instalación de las tuberías de desborde y desagüe interconectadas.

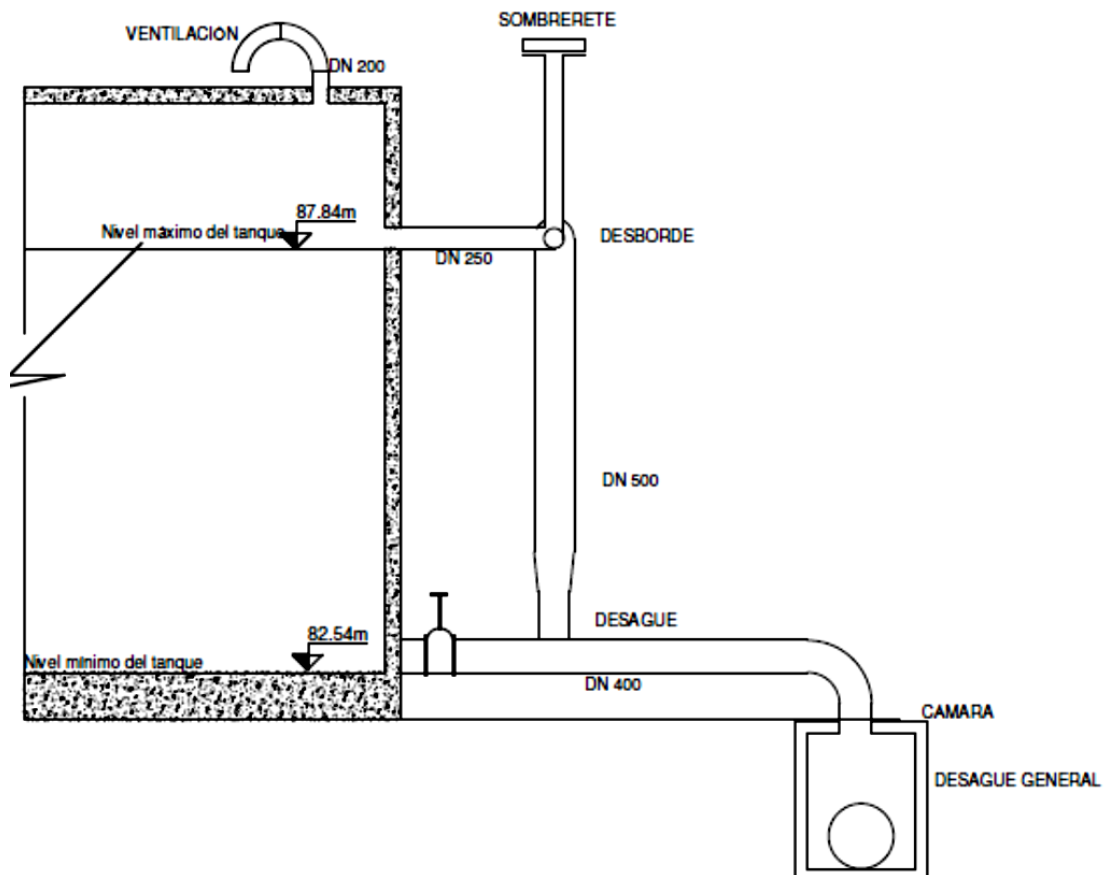


Figura 58: Esquema de conexiones de Desborde y Desagüe del Tanque de Agua Clara

Los cálculos se presentan en el punto 4.12.3.3 de la Memoria de Cálculo.

11.3.9.3.4 Niveles de operación del Tanque

Se presenta a continuación los niveles más relevantes de agua dentro del tanque de Agua Clara:

NIVELES(m)	
Vertedero	88,22
Máximo	87,83
Mínimo	82,83
Desborde	87,93

Tabla 93: Niveles de agua en el Tanque de Agua Clara

11.3.10 Equipos de bombeo de alta

El abastecimiento a la ciudad de Durazno se realizará mediante bombeo 24 horas al día hacia los tanques gemelos de reserva de agua ubicados en la intersección de las calles Fray G Pérez esq. Bernabé Rivera, los cuales se encuentran ubicados en cota 94 m, mientras que la cota del fondo del tanque es de 113m y el desborde se encuentra a cota 117,5m.

La tubería de impulsión, la cual no integra el actual trabajo, se asume ya definida por OSE en cuanto a dimensión y trazado, así como la tubería de succión se estudian bajo la hipótesis de caudal máximo diario y para un bombeo de 24 horas diarias.

La sala de bombas se encuentra a continuación del tanque de Agua Clara en un nivel de terreno similar al fondo de mismo, esta configuración está destinada a tener los equipos de bombeo con succión positiva y siempre cebados, evitando dificultades que podrían ocasionarse de tener succión negativa.

Los equipos de bombeo serán de tipo centrífugo y cámara de aspiración bipartida, se instalarán en una configuración de 3+1, para el caudal máximo de fin de proyecto, donde funcionan 3 equipos y 1 queda de respaldo ante eventual fallo o mantenimiento de alguno de los restantes.

11.3.10.1 Caudal

La fórmula para definir el caudal de bombeo es la siguiente:

$$Q_b = Q_{\text{máx},d} \cdot \frac{24}{N}$$

Donde:

Q_b	caudal de bombeo, m ³ /h
$Q_{\text{máx},d}$	caudal máximo diario al fin del período de previsión, m ³ /h
N	número de horas de bombeo

Por tanto el caudal de bombeo es:

$$Q_b = Q_{\text{máx},d} = 650 \text{ m}^3/\text{h}$$

Los cálculos se presentan en el punto 4.13.1 de la memoria de Cálculo.

11.3.10.2 Succión

Se diseña un cabezal de tuberías de succión común a todas las bombas, en acero cilindrado, tratado con EPOXI uniones soldadas, con diámetros variables tipo telescópico, de modo de tener velocidad constante a lo largo de todo el cabezal.

El primer tramo de la tubería de succión que sale del tanque de agua, es de 400mm de diámetro hasta la primera bomba, el segundo tramo es de 326 mm de diámetro hasta la segunda bomba, el siguiente tramo es de 231 mm de diámetro hasta la tercera bomba, al igual que el último tramo. En todos ellos la velocidad se mantiene constante en 1,44 m/s.

El cabezal de succión toma agua del tanque de Agua Clara o de Contacto, éste posee previo a la salida, un descenso del piso con una pendiente de 9% destinada a poder usar todo el volumen útil del tanque y mantener una sumergencia mínima de 1,0 m en caso de vaciarse totalmente el mismo⁷⁵.

Los cálculos se presentan en el punto 4.13.2.2.1 de la memoria de Cálculo.

11.3.10.3 Impulsión

Se diseña un cabezal de tuberías de impulsión común a todas las bombas, en acero cilindrado y soldado, con diámetros variables tipo telescópico, de modo de tener velocidad constante a lo largo de todo el cabezal.

Cada bomba cuenta con válvulas de aislación destinadas a aislar el tramo en caso de mantenimiento o reparación, así como juntas de desmontaje que facilitan la tarea de desarme y eventual retiro. A su vez cuentan con válvulas de retención en la impulsión destinadas a impedir un retroceso de agua en caso de parada accidental del bombeo, protegiendo así la bomba.

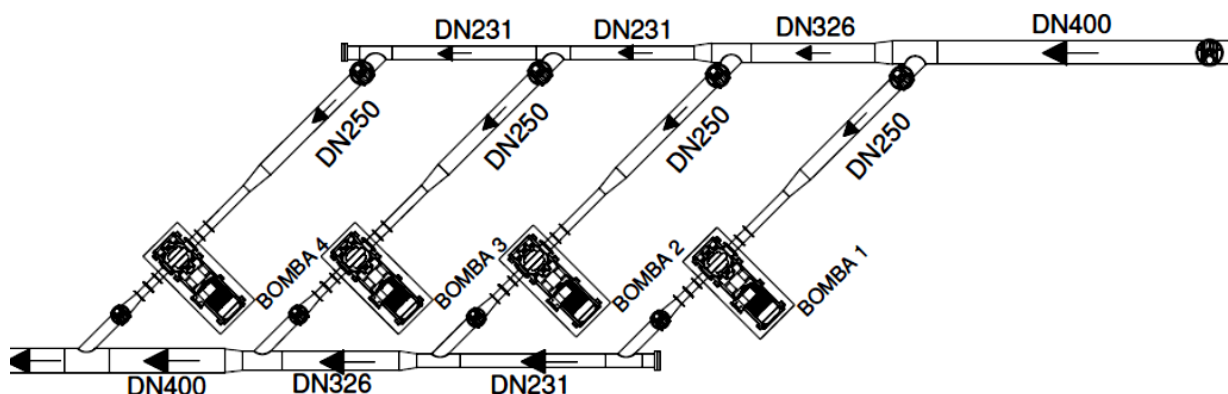


Figura 59: Disposición de bombas y cabezales de succión e impulsión

Los cálculos se presentan en el punto 4.13.2.2.2 de la memoria de Cálculo.

⁷⁵ Ver Figura 57

11.3.10.4 Bombas

El tipo de bomba elegida es de tipo centrífuga con eje horizontal, bipartida axialmente con bridas de aspiración e impulsión horizontales y opuestas posicionadas en el cuerpo inferior de la bomba, posibilitando el fácil desmontaje del conjunto giratorio sin necesidad de desarmar las tuberías conectadas.

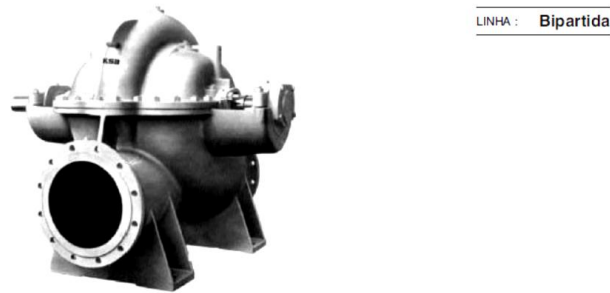


Figura 60: Bomba centrífuga

La bomba seleccionada es apropiada para el bombeo de líquidos limpios, su principal aplicación es en estaciones de bombeo de agua potable o industrias, instalaciones de combate a incendio, etc.

Otra ventaja del equipo elegido es que el montaje de la bomba y el motor se realizan en una misma base común a ambos.

Se agrega a continuación un esquema de instalación sugerido por el fabricante.

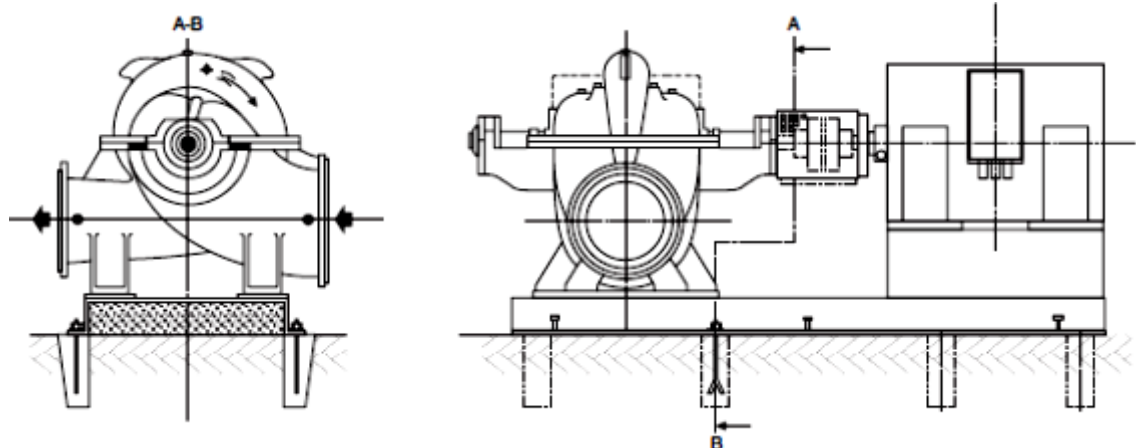


Figura 61: Esquema de instalación sugerido.

El sistema de bombeo proyectado recibe agua del tanque de agua clara cuyo nivel de agua se encuentra por encima de la cota del eje de la bomba en todo momento y la tubería de succión que abastece las bombas se instalará con pendiente de 1% hacia la bomba.

Para esas condiciones se instala previo a la bomba un cono reductor excéntrico con la generatriz inferior horizontal, para pasar de diámetro 250mm a 150mm que es el diámetro de succión de la bomba seleccionada, se agrega a continuación un esquema que muestra la forma correcta de instalación de la reducción mencionada.



MEMORIA DESCRIPTIVA

La carga necesaria del equipo es de 49 m, entonces para el sistema de valores H, Q se selecciona la bomba de una marca con representante en nuestro país.

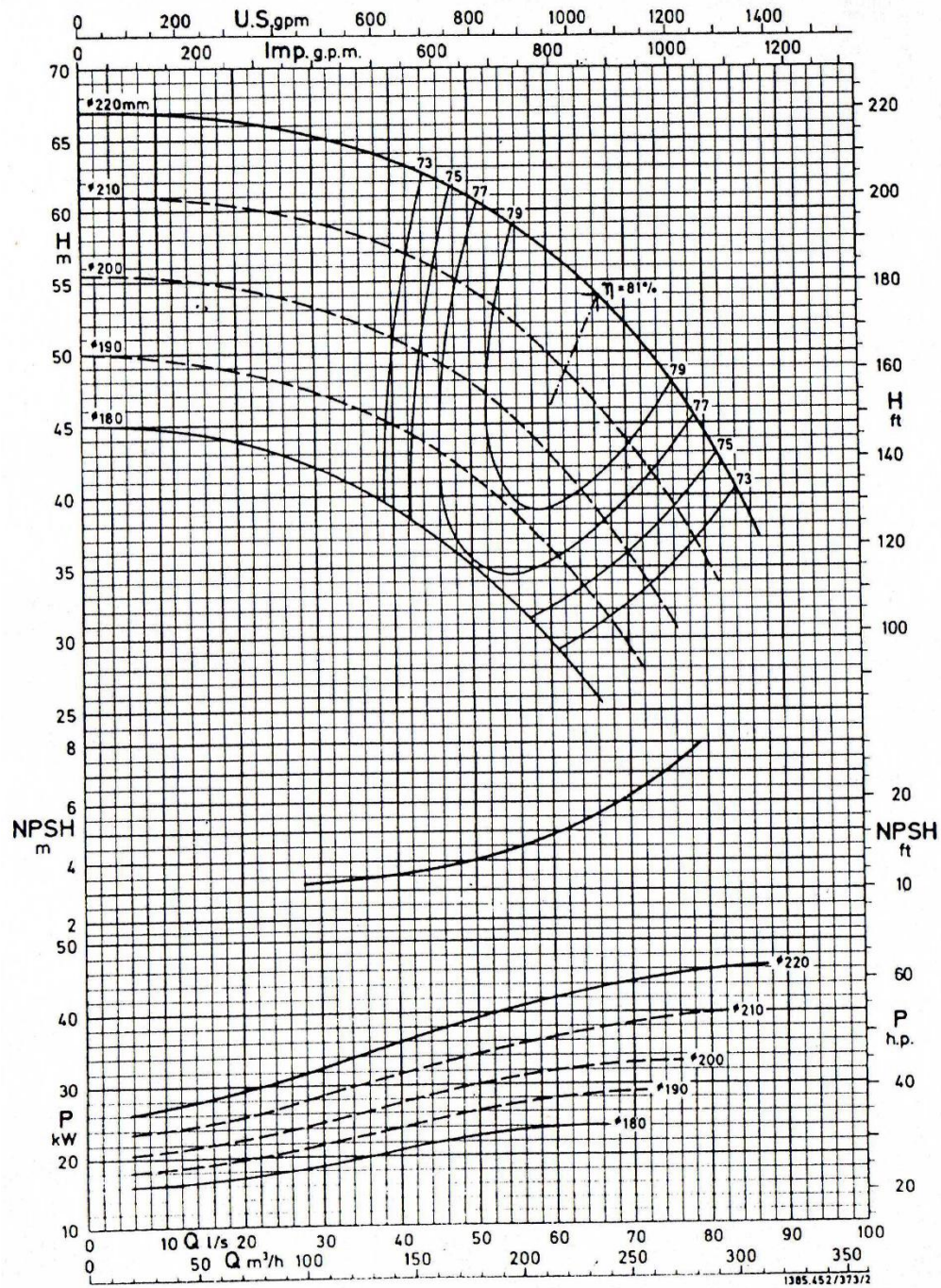
HB(m.c.a)	49
Q(m³/h)	217

Tabla 94

Para ese punto de funcionamiento se verifica que el equipo de bombeo seleccionado tiene un rendimiento superior al 79% y un diámetro de rotor de 210mm.

Se presenta en los puntos 4.13.2; 4.13.3; 4.13.4; 4.13.5; 4.13.6 de la Memoria de Cálculo, el estudio de la elección de la bomba requerida.

Además se realizan las verificaciones correspondientes en la succión como son la carga neta de Succión Positiva (NPSH) y sumergencia mínima de la tubería en el agua. Los cálculos se presentan en el punto 4.13.7 de la Memoria de Cálculo.



2900

1/min Laufrad Impeller Roue Rodete A

Tabla 95: Curva H-Q de la bomba seleccionada KSB 125/200 A

11.4 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LODOS

Se diseña un sistema de tratamiento de los lodos con el objetivo de acondicionar los generados en las distintas unidades del sistema de tratamiento de agua para su disposición final.

Durante el tratamiento de agua las unidades generadoras de lodos son:

- Floculadores, mecánicos e hidráulico, esporádicamente se realizan limpiezas de las unidades.
- Sedimentadores, lodos extraídos de las tolvas de recolección de lodos a través de purgas periódicas.
- Filtración, agua proveniente del lavado a contracorriente de filtros de lecho mixto.
- Adsorción, agua proveniente del lavado a contracorriente de los filtros de carbón activado granular.

El lodo proveniente de los sedimentadores posee mayor contenido de sólidos y menor volumen que los lodos generados en el lavado de ambas baterías de filtros. Estos últimos se caracterizan por tener bajo contenido de sólidos suspendidos totales.

Se realizó un estudio de alternativas posibles para conformar el sistema de acondicionamiento previo de dichos lodos para su conducción a un espesador, envío posterior a deshidratación y disposición final.

Estas alternativas de acondicionamiento incluían:

- I. Tanque de amortiguación de caudales de lavado de los filtros, sedimentador para agua proveniente del lavado de filtros, recolección de lodos de este sedimentador y del de la línea de agua en un tanque de pulmón, previéndose los desagües correspondientes.
- II. Tanque de amortiguación de caudales de lavado de los filtros, recolección de lodos provenientes del sedimentador de la línea de agua en tanque pulmón, previéndose los desagües correspondientes.

Una vez deshidratados y se prevé su traslado al relleno sanitario de la ciudad de Durazno cuyas características se mencionan en el punto 11.2.1 de la presente memoria descriptiva.

Se decide diseñar entonces la alternativa I. El esquema de flujo de la alternativa elegida se presenta en el punto 11.2.3 de esta memoria.

11.4.1 Tanque de amortiguación de agua de lavado de filtros

El agua de lavado de ambas baterías de filtros es conducida por la red de desagües hacia un tanque cuya función es amortiguar los elevados caudales puntuales que allí se generan.

La concentración de sólidos que posee el agua proveniente del lavado de filtros según recomendaciones⁷⁶, oscilan entre 0,1 y 0,6 g/L. Se asume una concentración de sólidos de 0,5 g/L.

11.4.1.1 Diseño

En el diseño de esta unidad se asume que los lavados en ambas baterías de filtros no se realizan simultáneamente, por lo tanto, el caudal de diseño será el caudal de lavado, que para ambos tipos de filtros es 700 m³/h, durante el tiempo de lavado. Asumiendo además un tiempo de retención hidráulico de 24 hs, se determina un volumen útil de tanque de 140 m³. Los cálculos se presentan en el punto 4.14.1.1 de la Memoria de Cálculo.

Para esta capacidad se diseña un tanque de amortiguación de sección circular, que será construida en hormigón. Las dimensiones se presentan en la siguiente tabla:

DIMENSIONES	
<i>Sección Circular</i>	
D(m)	8,0
A(m²)	50,27
Profundidad útil(m)	2,8
Profundidad total (m)	3,4

Tabla 96: Dimensiones del tanque de amortiguación.

11.4.1.2 Ingreso a la unidad

El ingreso del agua de lavado de filtros a la unidad se realiza libre a través de una tubería de 400 mm en PVC. Previo a la entrada de la unidad se encuentra el sistema de desagües de ambas baterías de filtros, por la cual se conduce por gravedad el agua de lavado de los mismos. Se verifica que tanto en la tubería de ingreso a la unidad como en la red de desagües aguas arriba de la descarga, el tirante no supere el 75% del diámetro.

11.4.1.3 Sistema de agitación

Se considera colocar dentro de la unidad un sistema de agitación dentro de la misma, de modo de evitar que se produzca sedimentación de las partículas sólidas que puedan estar contenidas en el agua de lavado.

El sistema de agitación estará compuesto por un agitador sumergible con una potencia requerida de 1,4 Kw de potencia. El mismo posee hélice y eje horizontal. Los cálculos se encuentran en el punto 4.14.1.2 la memoria de cálculo.

⁷⁶ Métodos e Técnicas de Tratamiento de Agua, Di Bernardo. Volumen 2, Segunda Edición.

Sera necesario que el agitador como los accesorios requeridos por el mismo, puedan extraerse de la unidad sin necesidad de vaciar la misma. El equipo debe ser colocado en un pie de acople anclado en el fondo del tanque.

11.4.1.4 Salida de la unidad

El líquido que sale del tanque es enviado a la unidad de sedimentación mediante una bomba sumergible para aguas residuales ligeramente cargada con sólidos.

El caudal para la bomba se determina en función del volumen real para el cual se diseña el tanque de amortiguación. Este volumen se debe sacar de la unidad en 2 hs, definido en base a la cantidad de lavados por día, que en este caso corresponden a 12 lavados. Resulta un caudal de aproximadamente $60 \text{ m}^3/\text{h}$.

La carga a elevar se determina en el punto 4.13.1.3.2 de la Memoria de Cálculo, y su valor es 5,9 m.c.a..

Se incluye el catálogo de la bomba elegida ⁷⁷ en el anexo de la presente memoria descriptiva y presenta las características mencionadas. Se colocara en el fondo de la unidad con una sumergencia de 0,4 m.

La tubería de impulsión se diseña en un diámetro de 150 mm en fundición dúctil, para una velocidad de 0,94 m/s verificándose referencias⁷⁸.

Los cálculos se presentan en el punto 4.14.1.3 de la Memoria de Cálculo.

11.4.1.5 Purga

Se debe intercalar una tee en la impulsión de modo de derivar el caudal en situaciones de limpieza del tanque, dejando fuera de servicio el sedimentador de la línea de lodos. Esta operación no es habitual en las tareas de mantenimiento y operación de la planta, sino que se da en alguna ocasión particular. El líquido será conducido hacia la red de desagües.

⁷⁷ Bomba sumergible marca LOWARA, Serie DL180.

⁷⁸ Manual de Hidráulica J.M., Azevedo Netto. Velocidad máxima en la impulsión depende del diámetro elegido, para un diámetro de 150 mm la velocidad debe ser menor a 2,2 m/s.

11.4.2 Sedimentador de flujo laminar

Se diseña un sedimentador de flujo laminar con módulos con el objetivo de separar los sólidos provenientes del agua de lavado de filtros. Los lodos generados en esta etapa serán enviados al tanque pulmón de lodos para ser tratados. El agua sedimentada se conduce a desagüe.

El diseño del sedimentador se realiza tomando las mismas consideraciones que para el sedimentador de la línea de agua. El mismo se realiza en base a la división de cada unidad en cuatro zonas bien diferenciadas en cuanto a las consideraciones de diseño. Estas zonas se citan y describen a continuación:

- **Zona de entrada o de ingreso de agua floculada:** Es la zona destinada a la colocación de los dispositivos de ingreso de agua floculada, cuyo volumen y diseño depende del tipo de sedimentador. En esta zona se encuentra ubicada entre las zonas de sedimentación y de lodos.
- **Zona de aguas claras:** En algunos casos esta zona se considera incluida dentro de la zona de sedimentación, pero por sus características se debe distinguir. Comprende la parte superior de la superficie del líquido. Dentro de esta zona que se debe ubicar el sistema de salida del sedimentador.
- **Zona de sedimentación:** Es donde se produce en mayor proporción la separación sólido-líquido. Está compuesta de módulos comerciales de PVC liviano, orientados con una inclinación de 60° con respecto a la horizontal. En esta zona es donde ocurre la sedimentación de los flóculos al garantizar condiciones de flujo laminar.
- **Zona de salida o recolección de agua sedimentada:** Es donde se ubica el sistema de recolección de agua sedimentada, y debe estar comprendida dentro de la zona de aguas claras. Se ubica por encima de la zona de sedimentación y está compuesta por canaletas de sección rectangular que recolectan el agua sedimentada mediante vertederos triangulares de 90° de acero inoxidable.
- **Zona de lodos:** Comprende el volumen destinado para acumulación de lodos, que depende de muchos factores tales como la calidad del agua, el tipo y la dosis de coagulante y el sistema de remoción de lodos. Está ubicada en el fondo de cada unidad por debajo de la tubería de ingreso de agua floculada. Se dimensiona en forma de tolvas que permiten la acumulación de un volumen de lodos que se descarga periódicamente por medio de tuberías de extracción.

11.4.2.1 Zona de entrada o ingreso de agua

El ingreso se realiza directamente mediante una tubería de 200 mm en PVC, la cual se encuentra perforada de forma de distribuir uniformemente el caudal de ingreso a la unidad.

Con tal motivo se aplica el Modelo de Hudson⁷⁹ para dimensionar los orificios y verificar el mismo margen de tolerancia preestablecido por el modelo. Los resultados se muestran en el punto 4.14.2.1.1 de la Memoria de Cálculo.

⁷⁹ Método explicado en el punto 11.3.9.2.1

11.4.2.2 Zona de sedimentación

Para el diseño de la zona de sedimentación, que es la más importante de la unidad, se consideran los parámetros de tasa de sedimentación y tiempo de retención hidráulico.

A partir del primer parámetro y el caudal de diseño se define el área de sedimentación, y con ella se definen las dimensiones del sedimentador. Se verifican además algunas recomendaciones que verifican el funcionamiento correcto de los sedimentadores, como la velocidad longitudinal máxima en el interior de módulos⁸⁰ y la velocidad crítica de sedimentación⁸¹. La principal razón por la que existen los otros parámetros de funcionamiento, es que dentro de los módulos se establezca un flujo laminar de forma de no arrastrar partículas sedimentadas.

11.4.2.2.1 Parámetros de diseño y dimensiones de cada unidad de sedimentación

El caudal de diseño para el sedimentador fue definido en el punto 11.4.1.4.

La tasa de sedimentación se define por recomendaciones en base al tipo de sedimentador, y es el principal parámetro de diseño de los mismos. Se adopta un valor de carga superficial de $7 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$, siendo el valor de referencia máximo adoptado para sedimentadores de flujo laminar con módulos (Sedimentadores de alta tasa)⁸². El valor de la tasa corresponde a $168 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$.

Entonces para la tasa asumida y el caudal por sedimentador, el área se determina mediante la siguiente ecuación, resultando un valor para área efectiva de sedimentación de $8,6 \text{ m}^2$.

$$TS = \frac{Q}{A}$$

Q sed. (m^3/h)	TS ($\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$)	A sup. (m^2)
60	7	8,6

Tabla 97

Una vez determinada el área se fija el valor del largo del ancho de la unidad y se determina en base al área hallada el valor del largo. Los valores determinados para las dimensiones del sedimentador son los que se presentan en la tabla a continuación:

B(m)	L (m)
2,5	3,4

Tabla 98: Dimensiones sedimentador

Para el diseño de la zona de sedimentación se usaran módulos comerciales de PVC de 1,06 m de longitud y una inclinación respecto a la horizontal de 60° . Este tipo de módulos pueden ajustarse de

⁸⁰ Velocidad longitudinal en el interior de los módulos menor a $0,30 \text{ cm/s}$.

⁸¹ CEPIS, velocidad crítica de sedimentación entre $0,78 \text{ m/s}$ y $1,98 \text{ m/h}$.

⁸² Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR).

ser necesario y adaptarse a dimensiones deseadas⁸³. A continuación se presentan en la siguiente tabla las características de los módulos:

Espesor(m)	7,42
Longitud(m)	1,06
θ (°)	60
Asup.min. (m²)	7,42
h vertical (m)	0,92
Sc	1,375

Tabla 99: Características de los módulos.

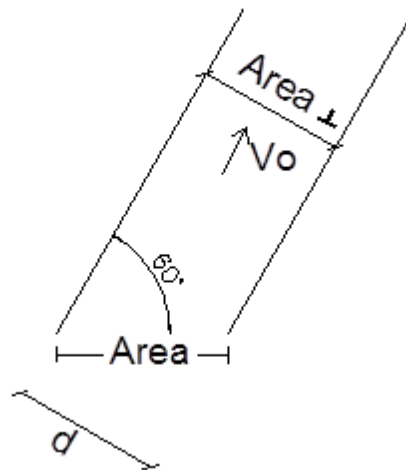


Figura 65

Se determinan además los siguientes parámetros, verificando que se encuentran dentro de los rangos recomendados, a continuación se tabulan y las recomendaciones para los mismos:

Re	449	<500 Flujo Laminar ⁸⁴
vo (cm/s)	0,22	< 0,30 cm/s
	13,2	10 a 25 cm /min ⁸⁵
vsc (m/h)	1,80	0.78 -1.98 m/h ⁸⁶

Tabla 100: Otros parámetros de diseño

Como se puede observar todos los parámetros cumplen con los rangos establecidos en las recomendaciones.

Donde v_o se refiere a la velocidad longitudinal media del flujo dentro de los módulos, en la dirección preferencial, definida como el caudal sobre el área total de los módulos que corresponden a una sección perpendicular a los lados de los tubos. Esta velocidad está relacionada con la resuspensión

⁸³ Ver catálogo de módulos para sedimentadores en Anexo Catálogos.

⁸⁴ CEPIS, Tratamiento de Agua para consumo Humano-Manual II: Diseño de plantas con tecnología apropiada

⁸⁵ CEPIS, Tratamiento de Agua para consumo Humano-Manual II: Diseño de plantas con tecnología apropiada.

⁸⁶ CEPIS, Tratamiento de Agua para consumo Humano-Manual II: Diseño de plantas con tecnología apropiada.

de flóculos depositados en la zona de lodos, de manera de evitar la misma es que se ha de limitar la velocidad media del flujo.

Y v_{sc} la velocidad de sedimentación crítica de la partícula, que es definida por factores externos como los es por ejemplo la geometría del sedimentador, el caudal, elección del tiempo de extracción de muestras en un ensayo de jarras, etc..

Los cálculos se presentan en el punto 4.14.3.1 de la Memoria de Cálculo.

11.4.2.3 Zona de salida o recolección de agua sedimentada

Después de atravesar la zona de sedimentación a través de los módulos, el agua sedimentada se recoge en la superficie de la zona de aguas claras, y se proyecta su recolección mediante canaletas de chapa colocadas en el largo del sedimentador, provistas de vertederos triangulares en sus laterales.

El parámetro de diseño es el caudal por metro lineal de vertedero o tasa de recolección, para el cual hay varias recomendaciones de valores que se presentan en la siguiente tabla:

CAUDAL POR METRO LINEAL DE VERTEDERO	REFERENCIA
$qL < 2,0 \text{ L/s/m}$	Carlos Richter
$qL < 3,0 \text{ L/s/m}$	Acevedo Netto
$qL < 3,3 \text{ L/s/m}$	J. Arboleda
$qL < 2,5 \text{ L/s/m}$	Enohsa
$qL < 2,1 \text{ L/s/m}$	G. Culp (agua de baja turbiedad)
$qL < 3,1 \text{ L/s/m}$	G. Culp (agua de elevada turbiedad)

Tabla 101

Se proyecta para la unidad, dos canaletas del mismo largo que el sedimentador, es decir de 3,4 m según se establece en la bibliografía⁸⁷ para el tipo de sedimentador adoptado, y 0,30 m de ancho, con descarga por ambos lados. Con este diseño se obtiene un caudal por metro lineal de vertedero de 1,23 L/s/m, verificando la recomendación de Carlos Richter.

Se determina la distancia máxima d entre canaletas mediante la siguiente relación:

$$\frac{d}{h_2} = \frac{432}{TS}$$

Donde,

d es la distancia máxima entre vertederos,
 h_2 la altura sobre los módulos,
 TS la tasa de sedimentación.

⁸⁷ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR).

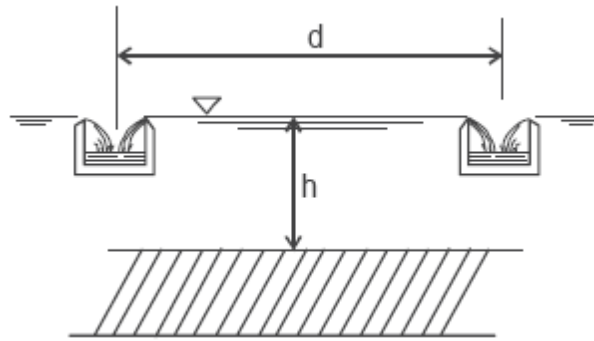


Figura 66: Zona de recolección de agua sedimentada.

Entonces, conocida la tasa de sedimentación de $168 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$, se fija h_2 en base a recomendaciones del fabricante de módulos⁸⁸ en un valor de $0,45 \text{ m}$ (valores de h_2 entre $0,45 \text{ m}$ y $0,76 \text{ m}$), por lo que tenemos en base a la relación recomendada por Acevedo Netto una distancia entre canaletas de $1,15 \text{ m}$.

d(m)	1,15
h₂(m)	0,45
TS(m³/m²/d)	168,0

Tabla 102: Determinación distancia entre canaletas.

Cada canaleta tendrá 15 vertederos triangulares de 90° por lado de canaleta y el caudal por vertedero será de $0,00028 \text{ m}^3/\text{s}$, su dimensionado se menciona más adelante. La altura total de la canaleta estará determinada por el tirante máximo dentro de la canaleta h_o , la altura del vertedero $h_{\text{vertedero}}$ y una revancha, su valor será de $0,17 \text{ m}$.

Para determinar el valor de estos parámetros que conforman la altura total de la canaleta se debe considerar la descarga en el vertedero triangular y la descarga en la canaleta.

La descarga en la canaleta será libre por lo que se determina el tirante máximo dentro de la canaleta por la ley de descarga de vertederos de lámina delgada:

$$Q = 1,383 b h_o^{1,5}$$

Donde,

- b ancho de la canaleta (m)
- h_o tirante máximo (m)
- Q caudal dentro de la canaleta (m³/s)

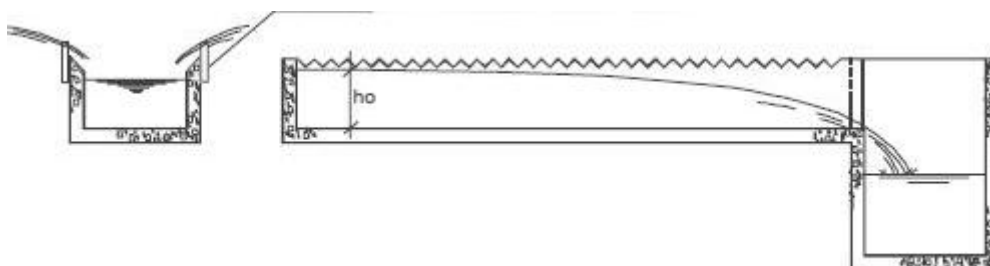


Figura 67: Descarga libre de canaleta de recolección con vertederos a los lados.

⁸⁸ Brentwood Industries, Diseño y aplicaciones-Sedimentadores tubulares.

En la siguiente tabla se muestran los valores para los parámetros mencionados:

Q dentro canaleta (m³/s)	0,0083
b (m)	0,3
ho (m)	0,07
Revancha (m)	0,05

Tabla 103: Dimensionado de canaleta de recolección.

Luego de determinadas las dimensiones de las canaletas de recolección se procede a dimensionar los vertederos triangulares.

Para ello se previeron vertederos de 0,05 m de altura a la base con ángulo al centro de 90°. La base de dichos triángulos es de 0,12 m. El vertido se hará entonces con 15 vertederos de cada lado de las canaletas, espaciados 0,10 m.

h_vertedero (m)	0,05
Ángulo al centro (grados)	90
Ancho superficial	0,1
Separación entre vertederos	0,12

Tabla 104: Dimensiones de vertederos triangulares.

Mediante la ley de descarga de vertederos triangulares recto de lámina delgada con ángulo al centro se halló el tirante dentro de los vertederos:

$$Q = 1,4 H^{5/2}$$

Resultando un tirante dentro del vertedero de 0,033 m. Definiendo una revancha en la canaleta de 0,05 m se tiene obtiene la altura total de la canaleta de recolección de 0,17 m.

	h (m)
Altura vertedero triangular	0,05
Revancha	0,05
Tirante máximo dentro de canaleta	0,07
Altura total canaleta de recolección	0,17

Tabla 105: Altura total de la canaleta de recolección.

Los cálculos se presentan en el punto 4.14.4 de la Memoria de Cálculo.

Las canaletas de recolección de agua sedimentada conducen la misma hacia un canal ubicado transversalmente al flujo al final de la unidad. Se prevé que el agua sedimentada se colecte en el canal siendo conducida en principio a desagüe, pero pudiéndose recircular hacia un tanque de abastecimiento de aproximadamente 10 m³ de volumen útil, con el fin de ser usada para el lavado de la tela del filtro de bandas.

Las dimensiones de este canal son 2,5 m de largo por 0,5 m de ancho, con una profundidad de 1 m por debajo del nivel de fondo de la canaleta. Posee una pendiente de fondo de 1%.

La conducción del agua hacia la red de desagües se realiza mediante una tubería de 315 mm de diámetro en PVC, ubicada a la salida del mismo. Esta tubería posee una válvula de cierre que aísla el

pasaje del agua al sistema de desagüe y permite que el agua sedimentada se conduzca mediante una tubería de 150 mm en fundición dúctil al depósito destinado al lavado de telas del filtro de bandas.

11.4.2.4 Zona de Lodos y extracción de los mismos

Con la finalidad de acumular la producción de lodos generados por los flóculos sedimentados se diseña una zona ubicada en el fondo del sedimentador. La misma se proyecta en base al tiempo máximo requerido entre descargas sucesivas, que para este caso se adoptó un valor de aproximadamente 3 horas, de forma que los lodos se extraigan cada pocas horas sin que el volumen se torne demasiado grande.

Para el diseño de la zona de lodos se debe determinar la producción de los mismos en la unidad. Se asume una concentración de sólidos para el agua proveniente del lavado de filtros según recomendaciones⁸⁹, oscilan entre 0,1 y 0,6 g/L. Se asume una concentración de sólidos de 0,5 g/L.

Se determina la masa de lodo generada por hora de operación de la planta, cuyo valor está relacionado a la eficiencia en el sedimentador, mediante la siguiente expresión:

$$M_L = \frac{\eta SQ}{C}$$

Siendo:

ML	Masa de lodos (kg lodo / hora)
η	Rendimiento del sedimentador ⁹⁰ (se adopta $\eta = 1$)
Q	Caudal (m ³ /h)
C	Concentración de sólidos secos en el lodo (kg S.Secos / kg lodos)
S	kg de sólidos secos por m ³ de agua tratada.

Se obtiene un valor de masa de lodos de 2500 Kg lodo/h.

Se adopta un valor para la densidad de sólidos secos de 1800 kg / m³, correspondiente al valor medio recomendado.⁹¹

A partir de determina la densidad del lodo generado, a partir de la densidad del agua y la densidad de los sólidos secos, a partir de la siguiente expresión:

$$\delta_L = \frac{1}{\frac{C}{\delta_s} + \frac{1-C}{\delta}}$$

Donde,

δ_L	Densidad del lodo (kg lodo / m ³ de lodo)
δ_s	Densidad de sólidos secos (kg / m ³)
δ	Densidad del agua (kg/m ³)

El valor obtenido para este parámetro es de 1005 Kg de lodo/m³ de lodo.

Por último se calcula el volumen de producción de lodos a partir de la siguiente expresión:

⁸⁹ Métodos e Técnicas de Tratamiento de Agua, Di Bernardo. Volumen 2, Segunda Edición.

⁹⁰ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), se adopta generalmente un valor de $\eta=1$.

⁹¹ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), rango de valores para densidad de sólidos secos entre 1300 y 2300 Kg/m³.

$$V_L = \frac{M_L}{\delta_L}$$

Siendo,

V_L Volumen de lodos (m³ de lodo / h)

El valor de volumen de lodos obtenido es de 2,5 m³ lodo/h.

Se diseña una tolva de recolección para un tiempo entre descargas sucesivas de aproximadamente 3 hs y el volumen de lodos mencionado en el párrafo anterior. De esta manera el volumen que deben poseer el con junto de tolvas por sedimentador será de 7,3 m³. La tolva estará compuesta por dos partes diferenciadas por su forma, la primera corresponde a un prisma de base igual a las dimensiones del sedimentador y altura 0,40 m, y la segunda a una pirámide trunca debajo de la primera de igual base que ésta y altura 0,95 m definida con respecto al ángulo de inclinación de esa pirámide con respecto a la horizontal, ángulo adoptado de 45 ° según recomendaciones⁹². El ángulo debe asegurar que los lodos se dirijan hacia la parte inferior de la tolva para su purga a través de un sistema de tuberías que lo conducen hacia el sistema de tratamiento de lodos.

Entonces en una jornada de 24 hs se realizarán aproximadamente 8 purgas en el sedimentador.

El diseño de la tubería de purga se realizara mediante una tubería de fundición dúctil de 200 mm de diámetro. La misma se encuentra perforada en su parte superior de manera se que permita el ingreso de los lodos que se encuentran en las tolvas. Esta tubería transporta los lodos a la red de conducción de los lodos que se dirige hacia el tanque pulmón.

Previo ingreso a la red se coloca una válvula tipo mariposa, de accionamiento manual, que permitirá o restringirá las purgas que se deberán realizar y enviar al tanque pulmón de lodos. En el punto 4.13.5 de la Memoria de Cálculo se presentan los cálculos para el dimensionado de estas tuberías y las verificaciones para el correcto funcionamiento de la red de desagües.

⁹² Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), ángulo recomendado entre 45 y 60 ° con respecto a la horizontal para que permita el descenso de los lodos hacia la parte inferior de la tolva para su purga.

11.4.3 Tanque pulmón de lodos

Se diseña esta unidad con la función de amortiguar los elevados caudales de lodos procedentes de las purgas de los sedimentadores de la línea de agua y la línea de lodos. De acuerdo a recomendaciones⁹³, las concentraciones estimadas para los caudales de lodos son de alrededor de 1,2 % en contenido de sólidos.

11.4.3.1 Diseño

El diseño del tanque pulmón se realiza tomando en cuenta las purgas de los sedimentadores de la línea de agua y de la línea de lodos, no considerándose el caudal generado en las unidades de floculación ya que no es apreciable frente a los caudales generados en los sedimentadores. Igualmente se agregaron sus descargas a la red de conducción de lodos para eventuales limpiezas de estas unidades.

Se presenta en la siguiente tabla un resumen de las purgas diarias:

Unidades	Q total de lodos en la planta(m ³ /día)
Sedimentador Línea de Agua	95,6
Sedimentador Línea de Lodos	59,7
TOTAL	155,3

Tabla 106: Purgas diarias de lodos en unidades de sedimentación

Se determina el volumen del tanque pulmón considerando que cada 8 hs se realiza una purga del sedimentador de la línea de agua y 2,67 purgas del sedimentador de la línea de lodos. Ese volumen deberá ser enviado por bombeo al espesador de lodos. En la siguiente tabla se detallan los volúmenes que determinan la capacidad del tanque pulmón:

V sedimentador Línea de Lodos (m ³)	20
V sedimentador Línea de Agua (m ³)	32
TOTAL (m³)	52

Tabla 107: Volumen tanque pulmón

El tanque será construido en hormigón armado, en sección circular cuyas dimensiones se detallan a continuación:

D (m)	5
A(m ²)	19,6
h útil(m)	2,64
Revancha(m)	0,40
Sumergencia (m)	1,46
h(m)	4,50

Tabla 108: Dimensiones tanque pulmón

Los cálculos se presentan en el punto 4.13.6.1 de la Memoria de Cálculo.

⁹³ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR),

11.4.3.2 Ingreso a la unidad

El ingreso de los lodos a la unidad se realiza libre, a través de una tubería de 315 mm en PVC proveniente del sedimentador de la línea de lodos y por una tubería de 400 mm en PVC proveniente de la red de conducción de lodos. La red de conducción de lodos coleta el lodo proveniente de los floculadores mecánico e hidráulico y de los sedimentadores de la línea de agua. Las conducciones se realizan por gravedad y se verifica que el tirante no supere el 75% del diámetro.

Los cálculos 4.13.5.3 correspondientes se encuentran en el punto de la memoria de cálculo.

11.4.3.3 Sistema de agitación

Se considera colocar dentro de la unidad un sistema de agitación dentro de la misma, de modo de evitar que se produzca sedimentación del lodo en el tanque.

El sistema de agitación estará compuesto por un agitador sumergible con una potencia requerida de 3,1 Kw de potencia. El mismo posee hélice y eje horizontal. Los cálculos se encuentran en la memoria de cálculo.

Sera necesario que el agitador como los accesorios requeridos por el mismo, puedan extraerse de la unidad sin necesidad de vaciar la misma. El equipo debe ser colocado en un pie de acople anclado en el fondo del tanque.

Los cálculos se presentan en el punto 4.14.6.2 de la Memoria de Cálculo.

11.4.3.4 Salida de la unidad

El lodo que sale del tanque es enviado a la unidad de espesador mediante una bomba sumergible para aguas residuales con contenido de sólidos.

El caudal para la bomba se determina en función del volumen de lodos de 52 m^3 para el cual se diseña el tanque pulmón y que se desea sacar de la unidad en 8 hs, resultando de $6,5 \text{ m}^3/\text{h}$.

La carga a elevar se determina en el punto 4.14.6.3 de la Memoria de Cálculo, y su valor es 7,4 m.c.a..

Se incluye el catálogo de la bomba elegida⁹⁴ en el anexo de la presente memoria descriptiva y presenta las características mencionadas. Se colocara en el fondo de la unidad con una sumergencia de 0,4 m.

La tubería de impulsión se diseña en un diámetro de 60 mm en fundición dúctil, para una velocidad de 0,64 m/s verificándose referencias⁹⁵.

11.4.3.5 Purga

Se debe intercalar una tee en la impulsión de modo de derivar el caudal de lodos enviado a deshidratación al sistema de desagües, dejando fuera de servicio el filtro de banda. Esta operación es necesaria en caso de vaciado para tareas de inspección, mantenimiento y operación de la planta.

⁹⁴ Bomba sumergible marca LOWARA, Serie GRINDER FDLT4122.

⁹⁵ Azevedo Netto. J.M de Manual de Hidráulica.

11.4.4 Espesador de lodos

Con motivo de concentrar los lodos que vienen del tanque pulmón y reducir el volumen a estabilizar o transportar de los mismos, se instala una unidad de espesamiento. La deshidratación posterior se realiza en forma más eficiente si los lodos recibidos en esa etapa tienen una concentración de alrededor del 4 %.

La instalación de esta unidad permite disminuir la cantidad de lodo enviado a la unidad de deshidratación y por lo tanto disminuir el tamaño de ésta última y el consumo de productos químicos.

Son unidades básicamente que operan en forma similar a un sedimentador circular. El sobrenadante va hacia el desagüe y los lodos concentrados salen por el fondo de la unidad.

11.4.4.1 Diseño de la unidad

Se diseña como es habitual, un espesador de sección circular en hormigón. Para determinar las dimensiones del mismo, se define el caudal de ingreso a la unidad, siendo este de $6,5 \text{ m}^3/\text{h}$, en base a un tiempo de vaciado de 8 hs. Con base en estas consideraciones se define un espesador de:

Diámetro(m) ⁹⁶	7
Área (m ²)	38,5
H útil(m) ⁹⁷	3,16
H total(m)	3,6

Tabla 109: Dimensiones del espesador.

Se define según recomendaciones una pendiente del piso del tanque del 12 %. La función de esta pendiente es hacer más profunda la capa de lodos en la parte central del tanque, permitiendo un tiempo mínimo de retención, maximiza la profundidad del lodo sobre el tubo de extracción y facilita la operación de las rastras.

Una vez definidas las dimensiones de la unidad se determina el tiempo de retención hidráulico en la misma, el que resulta de 0,8 días. Los cálculos se detallan en la memoria de cálculo.

El parámetro de diseño crítico para este tipo de espesadores es la carga de sólidos por unidad de superficie y por unidad de tiempo. El segundo parámetro considerado en el diseño es la tasa superficial. Este último es de gran importancia debido a que una tasa demasiado exagerada puede ocasionar arrastre de sólidos en el agua decantada.

Los valores determinados se presentan en la siguiente tabla, y los cálculos para ello se encuentran en el punto 4.14.7.1 de la Memoria de Cálculo.

Los valores mencionados verifican las recomendaciones.

⁹⁶ Diámetro de espesador hasta 25 m. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Guía para el manejo, estabilización y disposición de lodos químicos. Comisión Nacional del Agua. México-Diciembre 2007.

⁹⁷ Profundidad de pared mojada de 3 a 4 m.. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Guía para el manejo, estabilización y disposición de lodos químicos. Comisión Nacional del Agua. México-Diciembre 2007.

Cs (KgSST/m ² d) ⁹⁸	48,7
Ts (m ³ /m ² d) ⁹⁹	4

Tabla 110: parámetros de diseño.

El espesador deberá estar compuesto básicamente por un grupo motriz de accionamiento central formado por un motorreductor, por un eje solidario al grupo motriz que transmite todo el esfuerzo al conjunto, y por barredores de fondo montados sobre dos brazos soportes diametralmente opuestos.

11.4.4.2 *Entrada a la unidad*

La entrada a la unidad se realiza mediante la tubería de impulsión mencionada en el ítem correspondiente salida del tanque pulmón, en 60 mm fundición dúctil, por el lateral del espesador.

11.4.4.3 *Salida del efluente clarificado*

El sobrenadante sale de la unidad a través de previo pasaje por vertederos triangulares de 90° ubicados en todo el perímetro de la unidad. El diseño se realiza asumiendo un caudal por metro lineal de vertedero de 0,08 L/s/m. Los cálculos se presentan en el punto 4.14.7.2 de la Memoria de Cálculo.

El efluente descarga a una canaleta que recorre todo el perímetro y conduce el mismo hacia la red de desagües de la planta potabilizadora.

11.4.4.4 *Extracción de lodos*

El diseño de la tubería de extracción es crítica, por ello como se menciona en el diseño, se le confiere a la unidad una pendiente excesiva para que los lodos se acumulen en el fondo de la misma. A modo de anticipar condiciones excesivas de taponamiento, es necesario instalar líneas dobles de extracción. Esto proporciona una operación normal mientras se limpia la línea que esta fuera de servicio. Los lodos se extraen mediante bombeo desde el fondo de la unidad y se dirigen hacia el filtro de bandas proyectado. Se deben bombear 36, 2 m³ de lodo espesado y se hace mediante bombas de cavidad progresiva.

De forma de favorecer el espesado y la recolección de los lodos se coloca un raspador de fondo. Para

Los cálculos se presentan en el punto 4.14.7.3 de la Memoria de Calculo.

⁹⁸ Carga de sólidos entre 15 y 200Kg SST/m²día. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Guía para el manejo, estabilización y disposición de lodos químicos. Comisión Nacional del Agua. México-Diciembre 2007.

⁹⁹ Tasa superficial entre 4 y 8 m³/m²/día. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Guía para el manejo, estabilización y disposición de lodos químicos. Comisión Nacional del Agua. México-Diciembre 2007.

11.4.4.5 Bombas de cavidad progresiva

La hipótesis asumida es que la concentración de sólidos a la salida del espesador será de aproximadamente un 4%. Con lo cual el volumen de sólidos a retirar diariamente asciende a $46,6 \text{ m}^3$.



Figura 68: Bomba de cavidad progresiva.

Sobre la base de un turno de trabajo, o sea 7 horas de bombeo hacia el filtro de banda tendríamos una caudal de $6,5 \text{ m}^3/\text{h}$.

El equipo seleccionado es capaz de bombear como máximo un caudal de $10 \text{ m}^3/\text{h}$ y una presión máxima de 3 BAR, la potencia necesaria para el equipo es de 5 HP. Para enviar el caudal de lodos estimado se prevé la instalación de bombas de cavidad progresiva en régimen de 1+1, uno de los equipos en funcionamiento y el otro en espera, de modo de darle seguridad al sistema. La tubería de impulsión se materializa en fundición dúctil de 75 mm.



Figura 69: Bombas de cavidad progresiva instaladas en régimen 1+1

Estas bombas estarán por debajo del nivel de fondo del espesador, por tanto trabajarán con succión positiva permanentemente. Los cálculos se presentan en el punto 4.14.7.4 de la Memoria de Cálculo.

11.4.5 Deshidratación mediante filtro de bandas

El lodo espesado será bombeado mediante bombas de cavidad progresiva hacia las unidades de deshidratación mecánica.

El objetivo de la etapa de deshidratación es:

- Reducir los costos de transporte a vertedero.
- Conseguir una mayor facilidad en la manipulación (utilización de tractores, palas cargadoras, cintas transportadoras).
- Permitir su vertido en vertedero controlado alcanzar un porcentaje mínimo de sequedad a fin de limitar los lixiviados.

La elección del sistema de deshidratación es función de la tipología de fango producido y del espacio disponible para el tratamiento. Se proyecta realizar la deshidratación de lodos mediante un filtro de bandas.

11.4.5.1 Descripción del equipo

Se trata de equipos de deshidratación de lodos que funcionan con alimentación continua. Previo acondicionamiento químico por la adición de polímeros, drenaje por gravedad y aplicación mecánica de presión mediante rodillos para deshidratar el lodo.

En un filtro de bandas se pueden distinguir una zona de espesado por gravedad donde el agua libre se elimina, una zona de baja presión donde es comprimido entre telas opuestas, una zona de alta presión donde se somete al lodo a esfuerzos de tipo tangencial a medida que las telas van pasando por una serie de rodillos, finalmente hay una etapa de separación del lodo de las telas mediante rascadores superficiales.

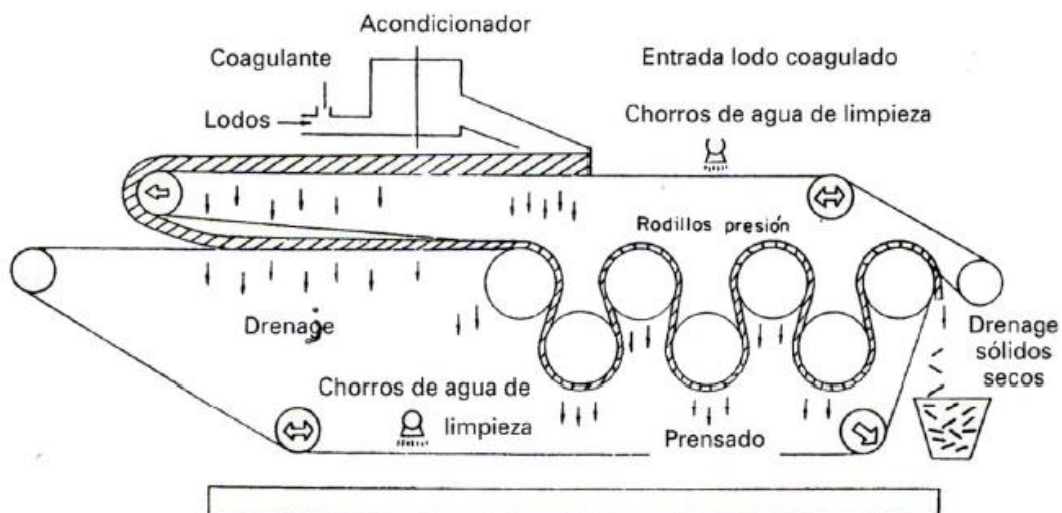


Figura 70: Esquema de filtro de banda¹⁰⁰.

¹⁰⁰ Tratamiento de Fangos, Universidad Politécnica de Cartagena.

11.4.5.2 Equipos adicionales

- Bombas de alimentación de lodo al filtro (ya mencionadas)
- Equipos de dosificación de polímeros
- Bombas de lavado de telas con sus correspondientes bombas
- Filtro de bandas

11.4.5.3 Diseño

Para el diseño de la unidad de deshidratación es necesario conocer algunos parámetros relevantes, dentro de los cuales encontramos al tiempo de funcionamiento del equipo y la carga de aplicación de lodos.

El tiempo de funcionamiento del equipo corresponde al tiempo máximo diario en que el equipo opera. Se define en función de la duración de un turno de trabajo, asumido en aproximadamente 8 hs.

Se decide adoptar un tiempo de funcionamiento de 7 hs para tener un margen de tiempo adicional dentro del turno en caso de ser necesario.

La carga de aplicación de lodos se refiere al caudal de lodos que ingresa a la unidad, la misma se define en función del caudal de lodo que ingresa a la unidad en el tiempo de funcionamiento adoptado y el volumen máximo diario de lodo. Se considera entonces según referencias que el tenor de SST es de 4%¹⁰¹.

Para un valor de caudal de ingreso de lodos a la unidad de $6,65 \text{ m}^3/\text{h}$, se tienen $266,2 \text{ Kg SST/h}$.

De acuerdo a los parámetros característicos mencionados y según recomendaciones¹⁰² de proveedor en cuanto a carga de aplicación de lodos, se determina el ancho de tela para el filtro de banda. Se adopta un valor de ancho de banda de $1,0 \text{ m}$, operando para caudales entre 2 y $33 \text{ m}^3/\text{h}$, se elige un modelo recomendado que cubre las características mencionadas¹⁰³.

Los cálculos se presentan en el punto de 4.14.8.1 de la Memoria de Cálculo.

11.4.5.4 Preparación del lodo para la deshidratación

El lodo debe ser acondicionado de forma de facilitar la operación en la unidad de filtro de banda, proporcionando la aglomeración necesaria para su posterior prensado y deshidratado en la unidad.

La selección adecuada del agente de acondicionamiento es de primordial importancia para definir los resultados del desaguado. La adición de un polímero al lodo influente, con un apropiado mezclado y tiempo de interacción entre lodo y polímero, conduce a la formación de aglomeraciones de sólidos grandes y pesadas, que maximizan la liberación de agua por gravedad.

¹⁰¹ Métodos e Técnicas de Tratamiento de Água, 2ª edición, Luiz Di Bernardo- Angela Di Bernardo Dantas. Rango SST de lodo afluente de 3 a 6%.

¹⁰² Proveedor TEFSa, se adjunta catalogo en el Anexo Catálogos. Los valores para carga de aplicación de lodos entre 250 y 350 KgSST/m.h

¹⁰³ Proveedor TEFSa, se adjunta catalogo en el Anexo Catálogos. Modelo BS para alta presión.

Según recomendaciones, la cantidad de polímero utilizada generalmente para lodos de sulfato de aluminio es de 5 a 7,5 Kg/ton sólidos según referencias¹⁰⁴ mexicanas. Otras referencias indican que el consumo de polímero es entre 1,5 y 3,0 g/Kg SST¹⁰⁵. Se pide a una empresa proveedora en el país que brinde información al respecto y se decide considerar la segunda referencia.

11.4.5.5 *Dosificación de polímeros*

Se usará un polímero catiónico llamado FLOPAM FO469 SSH, usado habitualmente en OSE en sistemas de deshidratación de lodos provenientes de plantas de agua potable.

Si bien la dosis a aplicar se debe ajustar mediante ensayos que determinen la dosis óptima a aplicar la cual depende del agua a tratar, no debiéndose replicar experiencias sin ensayos previos. Se adopta un valor de 3,0 kg/tonelada de sólidos secos, en base a la recomendación especificada por una empresa proveedora del rubro¹⁰⁶.

$$\frac{\text{Toneladas SST}}{d} = \left(\frac{\text{Kg SST}}{\text{h ingresa a la unidad}} \right) \frac{(\text{Tiempo de funcionamiento})}{1000}$$

$$\frac{\text{Toneladas SST}}{d} = \frac{(266,2\text{Kg SST/h})(7\text{ h})}{1000} = 1,86 \frac{\text{toneladas de sólidos secos}}{d}$$

$$\text{Cantidad máx producto} = \frac{3\text{ kg}}{\text{tonelada de sólidos secos}} \left(1,86 \frac{\text{toneladas de sólidos secos}}{d} \right)$$

Los cálculos se presentan en el punto de 4.14.8.2.1 de la Memoria de Cálculo.

11.4.5.6 *Tanques de preparación de solución*

De acuerdo a la dosis recomendada anteriormente, de 3 g/L o 0,003 g/m³, se calcula la cantidad de solución necesaria para el consumo diario, resultando de 1867 L/d.

Se deberá prever la instalación de dos tanques de 2000 L en los cuales se pueda marcar la altura correspondiente al volumen determinado antes (1867 L) para satisfacer la demanda diaria del producto. Si bien con un tanque alcanzaría se prevé que sean dos unidades para una operación continua, mientras uno está en uso se prepara en el otro para la siguiente jornada de trabajo. Cada tanque debe tener agitador mecánico para la preparación.

Los cálculos se presentan en el punto de 4.14.8.2.2 de la Memoria de Cálculo.

¹⁰⁴ Comisión Nacional Agua. Guía para el manejo, estabilización y disposición de lodos químicos. Diciembre 2007

¹⁰⁵ Métodos e Técnicas de Tratamiento de Agua, 2ª edición, Luiz Di Bernardo- Angela Di Bernardo Dantas

¹⁰⁶ Proveedor TEFSA, se adjunta hoja de seguridad del producto en el Anexo Catálogos.

11.4.5.7 Bombas dosificadoras

Se deberá realizar una instalación de bombas de diafragma en régimen 1+1, uno en funcionamiento y uno en respaldo.

El equipo de bombeo debe ser capaz de bombear la solución de polímero en el tiempo de operación del equipo, que en éste caso es de 7 h/d. Para el volumen necesario de 1867 L/d resulta de 267 L/h.

Para el caudal determinado se elige una bomba, cuyas características se presentan en la siguiente tabla:

Marca	Modelo	Caudal(L/h)	Presión Máxima(BAR)	Motor	Volumen carrera(cm ³)	Frecuencia emboladas(n/min)	Peso(kg)
				Potencia(W)			
GRUNDFOS	DMX280	280	3	370	27,8	175	30

Tabla 111: Características de la bomba

DMX 280-8

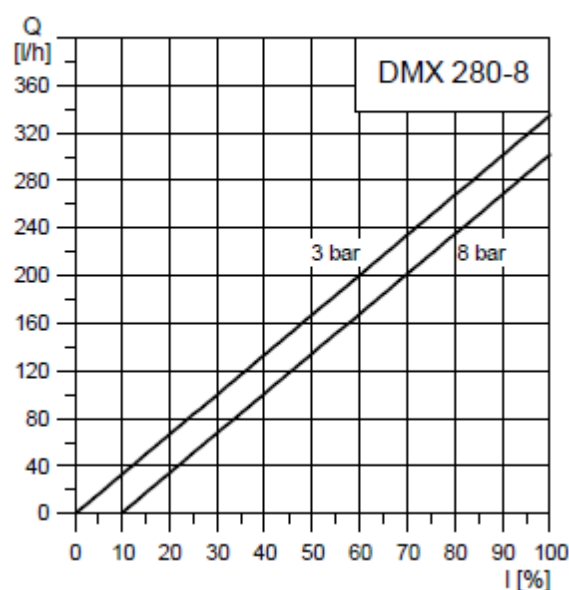


Figura 71: Curva de la bomba preseleccionada

Caudal(L/h)	%Carrera
267	83

Tabla 112: % carrera

Los cálculos se presentan en el punto de 4.14.8.2.3 de la Memoria de Cálculo.

11.4.5.8 Lavado de telas

Se requiere una fuente de agua razonablemente limpia, para asegurar el lavado adecuado de la banda o tela. Es posible abastecer el lavado con agua sedimentada proveniente del sedimentador de la línea de lodos.

A la salida del sedimentador de la línea de lodos se dispone de un canal donde se acumula el agua sedimentada, la cual será transportada en caso de ser necesario el lavado de las bandas a un tanque de capacidad aproximada 10 m^3 , que abastecerá las bombas de lavado.

La línea de agua de lavado para limpieza de telas, se pre dimensiona en base a referencias que se presentan en la siguiente tabla y se determina un caudal de $21,6 \text{ m}^3/\text{h}$.

Agua de lavado (L/m/s)	6
Presión de lavado (m.c.a.)	70

Tabla 113: Características del lavado

Los cálculos se presentan en el punto de 4.14.8.2.4 de la Memoria de Cálculo.

11.4.5.9 Lodo deshidratado

Una vez que el lodo es deshidratado se dispone en volquetas que serán transportadas en camiones para su disposición final.

Se estima el volumen máximo diario de torta de lodo estimado para una concentración de sólidos del 20% en peso y una densidad de torta de $1,1 \text{ kg/L}$.¹⁰⁷ Resulta que se debe disponer de una volqueta de 10 m^3 aproximadamente por día.

Los cálculos se presentan en el punto de 4.14.8.2.5 de la Memoria de Cálculo.

¹⁰⁷ Métodos e Técnicas de Tratamiento de Agua, 2ª edición, Luiz Di Bernardo- Angela Di Bernardo Dantas

11.5 OTRAS INSTALACIONES

La planta de tratamiento no solo está integrada por las unidades que conforman el tratamiento, sino que debe proveer de las instalaciones necesarias para que la operación, mantenimiento y el funcionamiento en sí pueda realizarse en forma eficiente y con cómoda.

Es por este motivo que deben contemplarse instalaciones como:

- Locales que incluyen sala de preparación, dosificación y almacenamiento de productos químicos, sala de bombas, vestuarios, baños, cocina/comedor, laboratorio, oficinas, taller/depósito, etc.
- Sanitarias
- Sendas de tránsito

11.5.1 Locales

Se requiere que la planta de tratamiento cuente con la infraestructura mínima necesaria para cubrir las necesidades de sus operarios, es por ello que se debe proveer de baños, cocina/comedor, vestuarios, locales administrativos, laboratorio, sala de preparación y dosificación de productos químicos, además de un local destinado a taller y/o depósito.

Los locales se pueden clasificar en dos tipos, locales para cubrir las necesidades básicas del personal que trabaja en la planta y locales que forman parte del funcionamiento de la planta.

11.5.1.1 Vestuarios

Se destina un área de 60 m² destinados a vestuarios. Los mismos dispondrán de duchas, baños y en el área de vestuarios se colocaran bancas y lockers. Dentro del área mencionada se ubicaran separadamente vestuarios femeninos y masculinos, siendo estos últimos de mayor tamaño ya que se considera que el personal masculino es más numeroso.

11.5.1.2 Baños

Además de los baños ubicados en los vestuarios se ubicara un baño en el sector de oficina. El mismo constara de un WC y un lavatorio, al igual que los ubicados en los vestuarios.

11.5.1.3 Cocina-Comedor

Se dispondrá de un área de 24 m² destinada a servir de comedor y en la cual se dispondrá de una mesada con pileta de cocina en caso de ser necesarios lavados de elementos de cocina.

11.5.1.4 Oficinas

La planta potabilizadora constara de una oficina cuya área destinada a la misma será de 30 m².

11.5.1.5 Sala de control

En la sala de control se realizaran las tareas referidas al monitoreo de las distintas unidades del tratamiento y de los registros de los distintos dispositivos de medición colocados en la planta. El área destinada a esta sala es de 18 m².

11.5.1.6 Laboratorio

Toda planta de tratamiento debe contar con un laboratorio de control de procesos, donde se puedan controlar los parámetros básicos como turbiedad, pH, alcalinidad, cloro residual, color, temperatura y coliformes fecales o termotolerantes si este último ensayo no se envía al laboratorio regional. Si no hay control, no se podrá conocer en qué medida la instalación está cumpliendo con sus objetivos de calidad.

Para el mismo se dispone de un área de 18 m², en la cual se debe colocar una pileta, un mostrador para operar los equipos, un escritorio o mesa de trabajo y los equipos mínimos necesarios que debe tener un laboratorio para ejecutar el control de los procesos.

11.5.1.7 Sala de cloración

La sala de cloración en la que se encuentra el sistema de cloración y los respectivos acopios en cilindros de cloro gas, cuenta con un área de 19 m².

11.5.1.8 Sala de dióxido de cloro

La sala de dióxido de cloro, cuenta con un área de 18 m², en el que se encuentran los elementos necesarios para la preparación del producto, como reactor, eyector y bomba booster.

11.5.1.9 Sala de preparación y dosificación de productos químicos

Esta sala cuenta con un área de aproximadamente 124 m², en la misma se realizara la preparación de soluciones de polielectrolito y alcalinizante, y diluciones de sulfato de aluminio.

En esta sala además de las preparaciones de los productos químicos, se realizan los correspondientes acopios de los mismos. Cuenta con piletas ante eventuales derrames de productos químicos como sulfato de aluminio.

11.5.1.10 Taller/depósito

Se considera un área para la implantación de un taller y/o depósito de aproximadamente 204 m². Se piensa acopiar repuestos varios, herramientas y tener un lugar donde poder realizar reparaciones en caso de ser necesarias.

11.5.2 Instalaciones Sanitarias

11.5.2.1 Red de abastecimiento de agua potable

La planta deberá contar con suministro de agua potable para cubrir las necesidades requeridas dentro de la misma.

Si bien este ítem no se encuentra dentro de la propuesta original del presente proyecto, se describe a grandes rasgos como puede ser el sistema de abastecimiento dentro de la planta potabilizadora.

El abastecimiento a los puntos de la planta en que se requiere de agua potable se realiza mediante una conexión en la línea de impulsión y enviada mediante tuberías de PEAD soldados mediante electrofusión.

La demanda estimada a satisfacer se estima en 14,4 m³/h, en la siguiente tabla se presenta un detalle de los caudales que aportan a la misma:

Lugar de consumo	Cantidad	Caudal(L/s)	Observaciones
Pre-oxidación	1	0,39	Caudal de bomba en línea 1400 L/h
Dilución sulfato	1	0,95	Dilución en línea de sulfato 3424 L/h
Preparación alcalinizante	1	0,50	en 46 min se llena el depósito de 4250 litros
Polímero ayudante de floculación	1	0,5	Tanque de preparación de 1700 L llenado en 16 minutos
Polímero acondicionador de lodos	1	0,5	Tanque de preparación de 1500 L llenado en 14 minutos
Solución súper clorada	1	0,08	
Inodoros	2	0,2	En baños de oficina
Lavabos	2	0,2	En baños de oficina y cocina
Pileta laboratorio	1	0,15	
Duchas y baños	1	0,4	
TOTAL		4	

Tabla 114: Estimación de caudales en la planta.

Los cálculos se presentan en el punto de 4.15.1.1 de la Memoria de Cálculo.

11.5.2.2 Red de desagües

Este ítem no se encuentra dentro de la propuesta original del presente proyecto, pero se describe en forma general cómo puede ser el sistema de desagües dentro de la planta potabilizadora.

Además de la red de desagüe diseñada para las unidades del tratamiento que lo requieren, como se mencionó en los diferentes puntos de la presente memoria, se agregan los desagües correspondientes a los locales como laboratorio, vestuarios, baños y sala de preparación de productos químicos. La red de desagües se conectara con el colector existente.

11.5.3 Sendas de Tránsito

Se prevé la colocación de pasarelas sobre las distintas unidades que conforman la planta de tratamiento, con el fin de dar acceso a las unidades, de forma segura y cómoda, para su operación y mantenimiento.

Se diseñan accesos para camiones cuya función es retirar los lodos deshidratados que se enviarán a relleno sanitario y camiones proveedores de productos químicos entre otras actividades, por lo tanto se construirán sendas de paso vehicular acordes a este tipo de actividades.

Los accesos vehiculares para este tipo de actividades serán dos, con acceso al predio de la planta por la calle Gutiérrez Ruiz, uno en cada extremo del lado frentista del terreno. Se comunican hacia el fondo del predio.

Además, se proyecta un acceso vehicular con el fin de dar ingreso a los operarios y gente externa a la planta en caso de ser necesario, independiente de los dos accesos mencionados que serán exclusivos para vehículos de gran porte y que se encargas del transporte de sustancias y/o residuos. Este se ubicara también por la calle Gutiérrez Ruiz, al centro de los dos anteriores.

11.6 DISPOSITIVOS DE MEDICIÓN

Se incorporan con el objetivo de monitorear y controlar el funcionamiento de la planta y facilitar así la operación de la misma, instrumentos de medición continua de caudales, niveles y turbiedad.

Debe incorporarse la medición del caudal de agua bruta y agua a elevar mediante aforador Parshall y caudalímetro electromagnético de paso total, colocados en la entrada de agua bruta a la planta y en la tubería de impulsión a la salida de la planta respectivamente.

Se debe prever la colocación de medidores continuos de nivel en la batería de filtros de lecho mixto y en la de carbón activado, también en el depósito de contacto y agua clara. La función de estos sensores es básicamente controlar los niveles de funcionamiento y el lavado de los filtros.

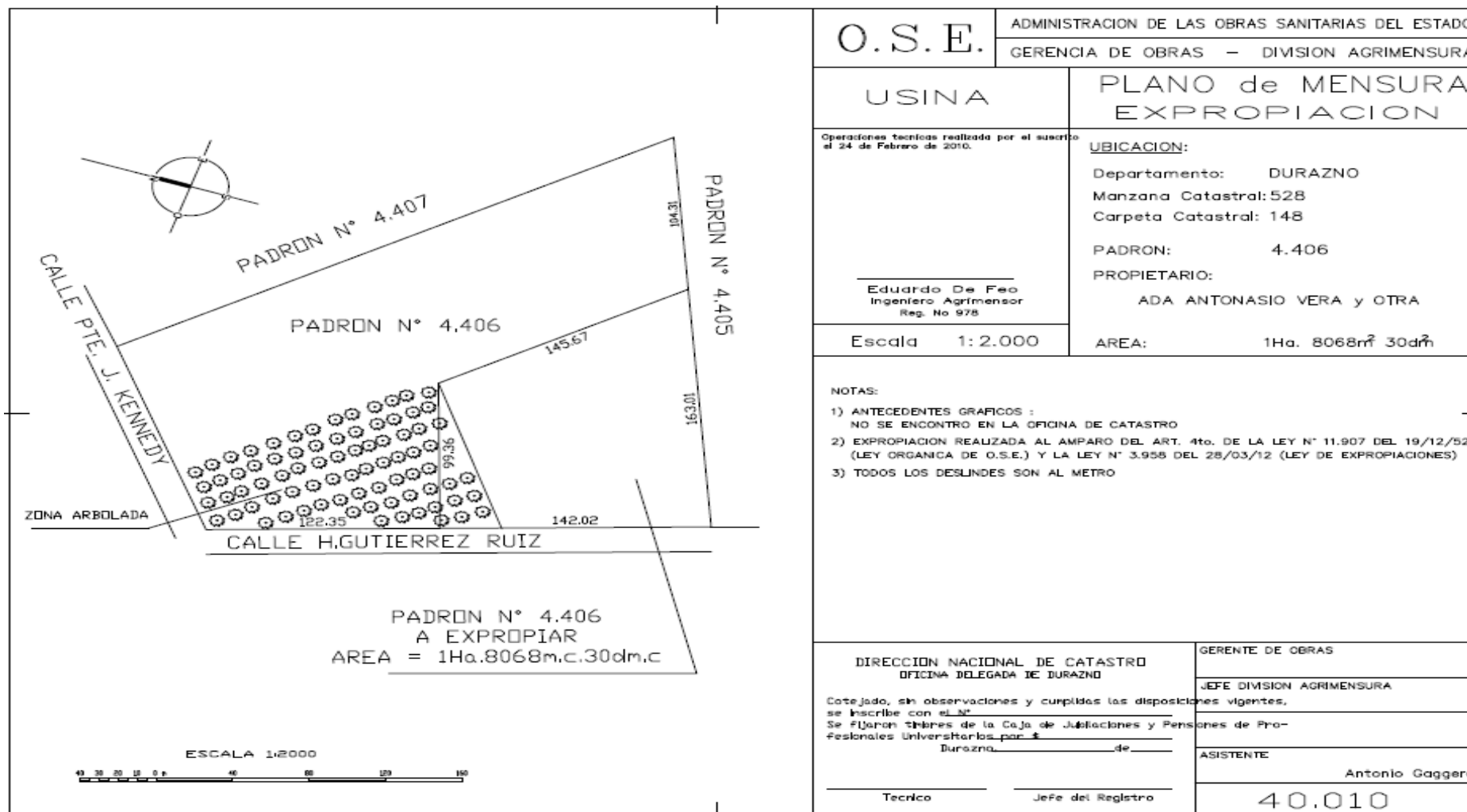
De forma de poder ajustar rápidamente el funcionamiento de la planta en caso de detectarse errores, se colocan medidores continuos de turbiedad. Deberán medir turbiedad en el agua bruta y a la salida de cada uno de los filtros de ambas baterías.

12. REREFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

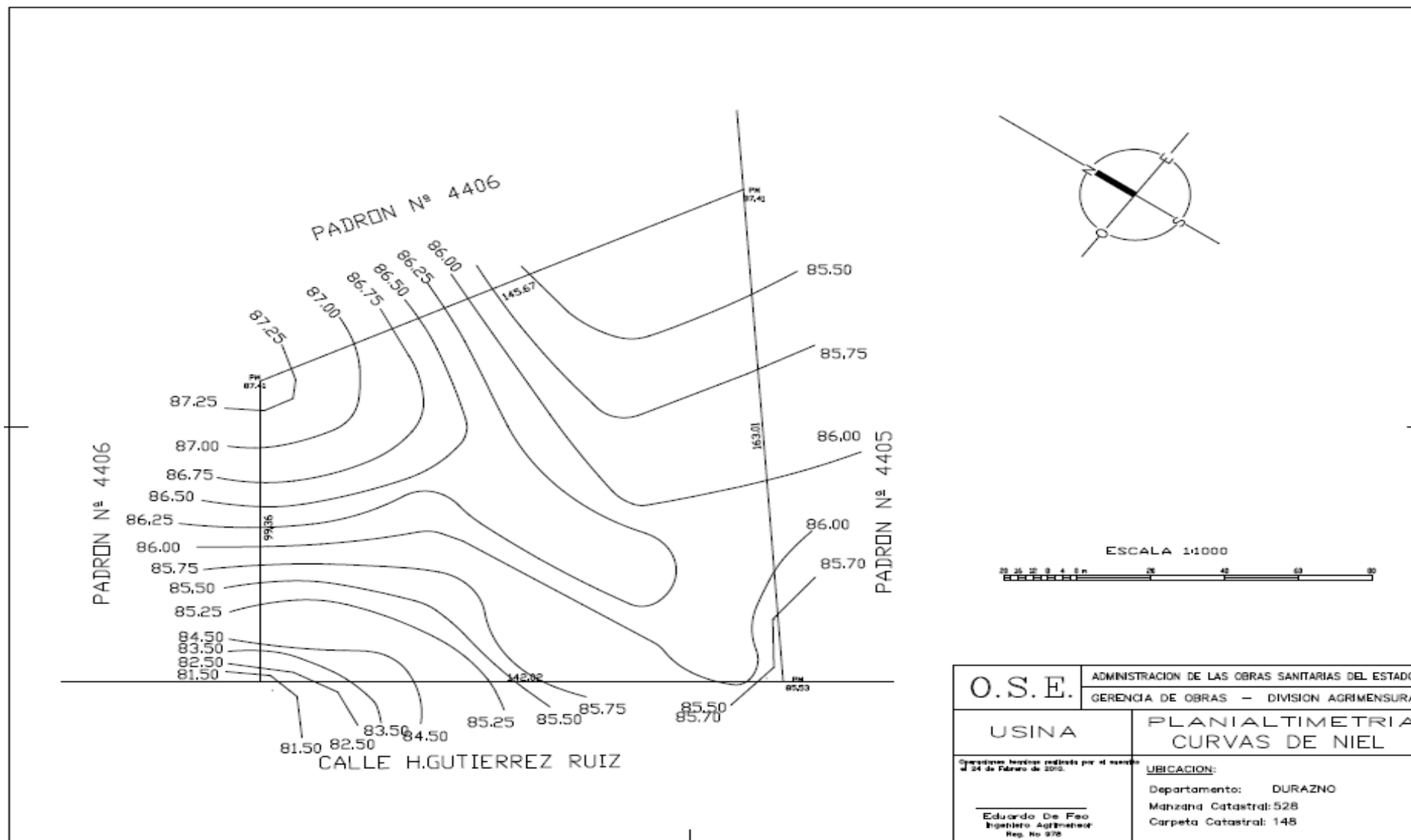
- Instrumento de Ordenamiento Territorial-Proyecto de Plan Local de la ciudad de Durazno. Convenio Intendencia Departamental de Durazno-MVOTMA – DINOT. Diciembre 2012.
- Bellón, Daniel; Lorenzo, Eugenio; López, Guillermo. Notas del curso: “Hidrología e Hidráulica Aplicadas”. Carrera de Grado de Ingeniería Civil H/A, Facultad de Ingeniería, Udelar.
- Ríos, Danilo. Notas del Curso: “Tratamientos de Agua Potable”; Carrera de Grado de Ingeniería Civil H/A, Facultad de Ingeniería, Udelar.
- López, Julieta. Notas del Curso: “Ejercicios de Ingeniería Sanitaria”. Carrera de Grado de Ingeniería Civil H/A, Facultad de Ingeniería, Udelar.
- Rezzano, Magdalena; González, Elizabeth. Notas del Curso: “Instalaciones Sanitarias Internas”. Carrera de Grado de Ingeniería Civil H/A, Facultad de Ingeniería, Udelar.
- Ríos, Danilo. “Riesgos biológicos y subproductos de la desinfección en el agua de bebida”.
- Richter, C. A.; De Azevedo Netto, J. M.; “Tratamiento de agua-Tecnología atualizada”.
- Di Bernardo, Luiz; Di Bernardo, Ángela. “Métodos e Técnicas de Tratamento de Água”. 2^{da} Edición. 2000.
- Rocha Vianna, Marcos. “Hidráulica Aplicada às Estacoes de Tratamento de Água”-5^a Edición.
- U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation. “Managing Water in the West”.
- American Water Work Association (AWWA). “Calidad y tratamiento del agua”. 5^{ta} Edición.
- Metcalf – Eddy. “Ingeniería de las Aguas Residuales”. 1^{era} Edición, 1977.
- Tomoyuki Tsutiya, Milton; Alem Sobrinho, Pedro. “Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário”; 2da.Edición. 2000.
- Tomoyuki Tsutiya, Milton.”Abastecimento de agua”. 2003.
- Arboleda Valencia, Jorge. “Teoría y Práctica de la Purificación del agua”.
- Water Treatment Plant Design, 5^a Edición.
- CEPIS.”Tratamiento de agua para consumo humano-Plantas de filtración rápida. Manual II: Diseño de plantas de tecnología apropiada”. Lima, 2004.
- PROSAB. Noções Gerais de Tratamento e Disposição Final de Lodos de Estações de Tratamento de Água – 2000.
- Comisión Nacional del Agua. “Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Guía para el manejo, estabilización y disposición de lodos químicos”. México-Diciembre 2007.
- Administración de las Obras Sanitarias del Estado (OSE). “Manual de Tratamiento de Aguas Superficiales”. División capacitación desarrollo gerencial.
- Administración de las Obras Sanitarias del Estado (OSE); Norma Interna de Calidad de Agua Potable; diciembre 2006.
- American National Standard for Pump Intake Design ANSI/HI 9.8/1998
- KSB.”Manual de entrenamiento –Selección y aplicación de bombas centrífugas”.
- Lowara. “General Catalogue”.
- Flygth. “Bombas sumergibles y estaciones de bombeo”. 1^{era} Edición, 2004.
- Pont a Mousson. “Sistema completo de canalizaciones en hierro fundido dúctil”.1995.
- www.fao.org/docrep/t08485/t0848506.htm#topofpage
- Universidad Politécnica de Cartagena; “Tratamiento de Fangos”.

14.ANEXOS

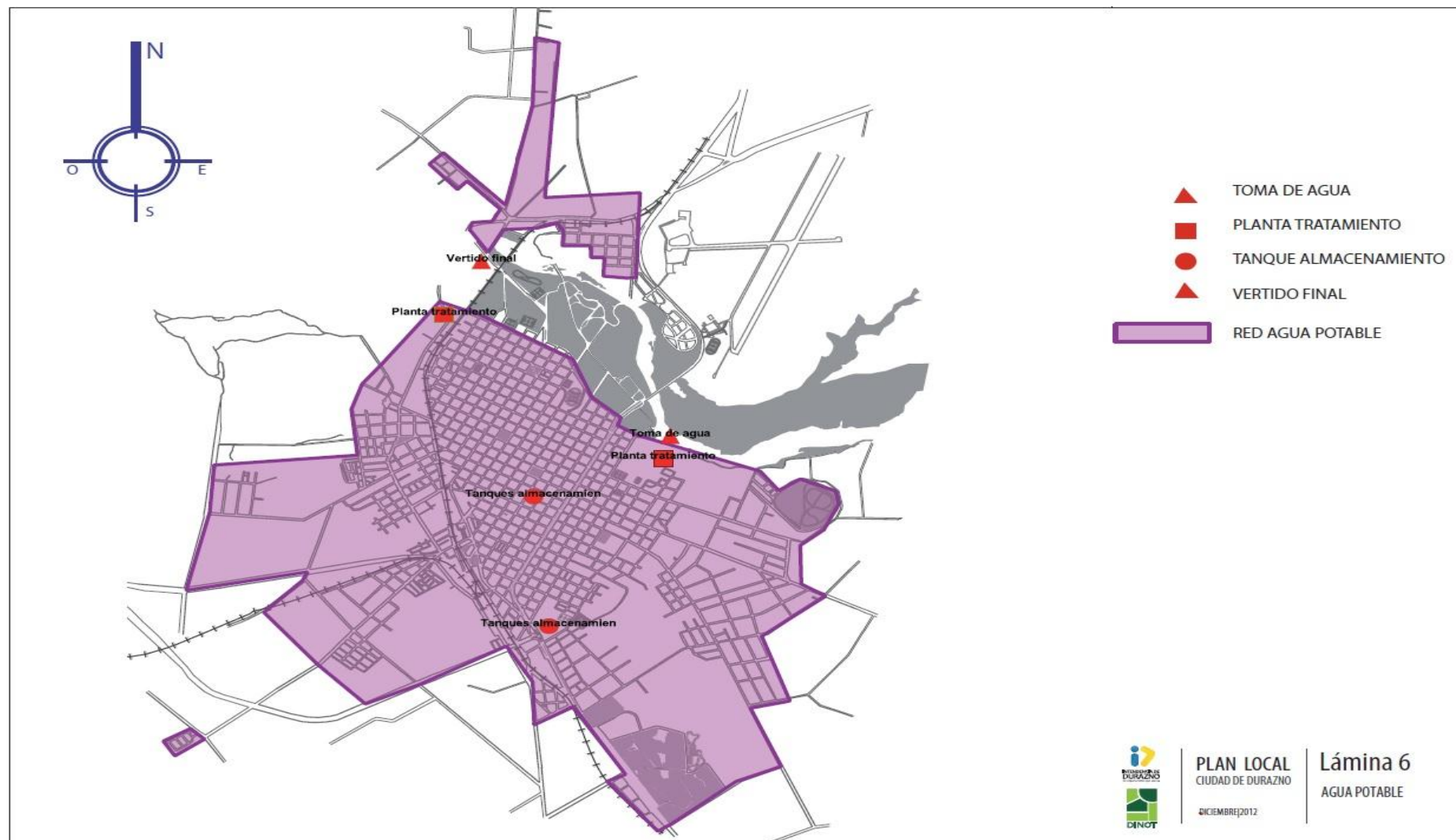
14.1 ANEXO 1-PLANO DE MENSURA



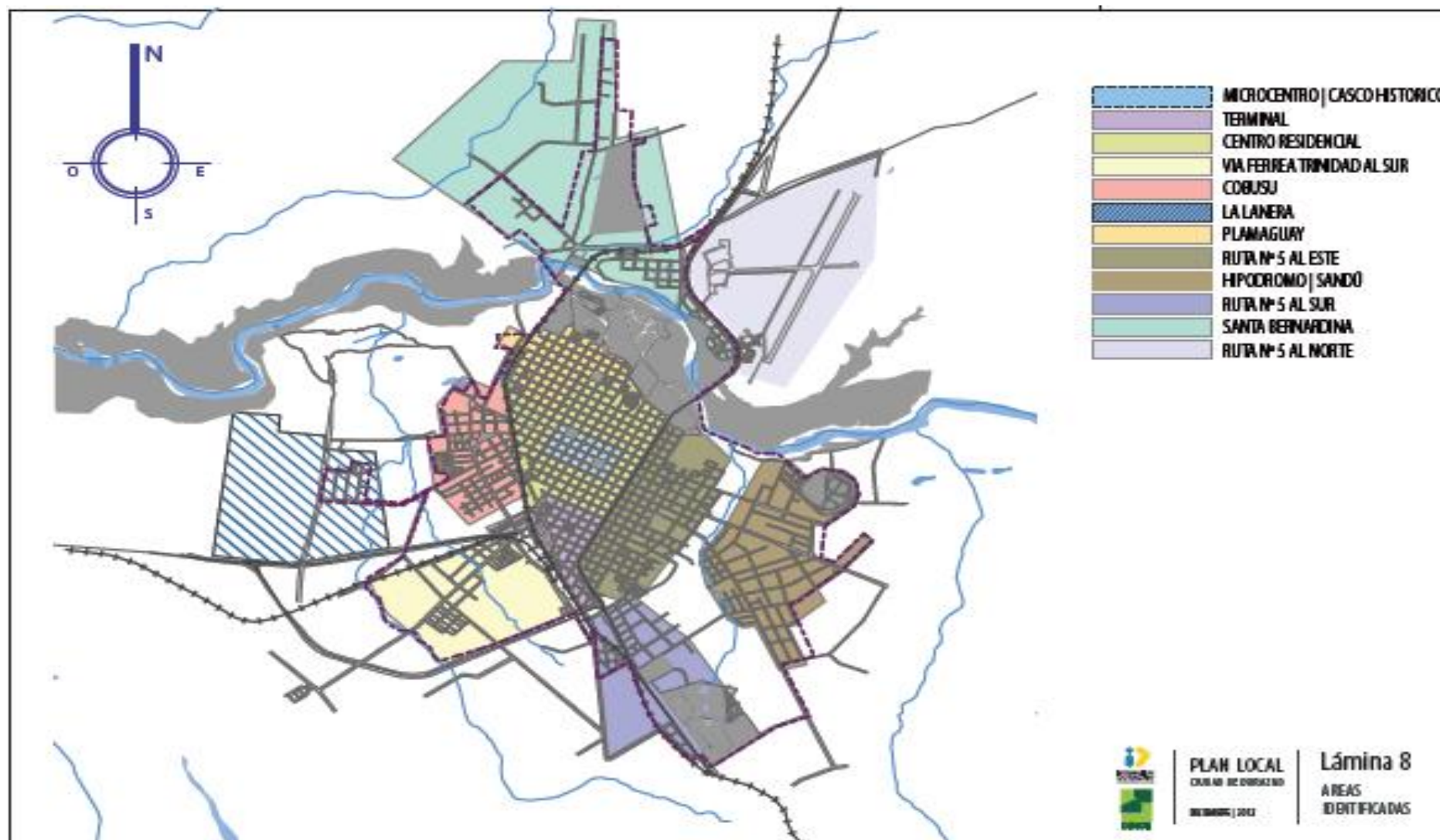
14.2 ANEXO 2- PLANIALTIMETRIA



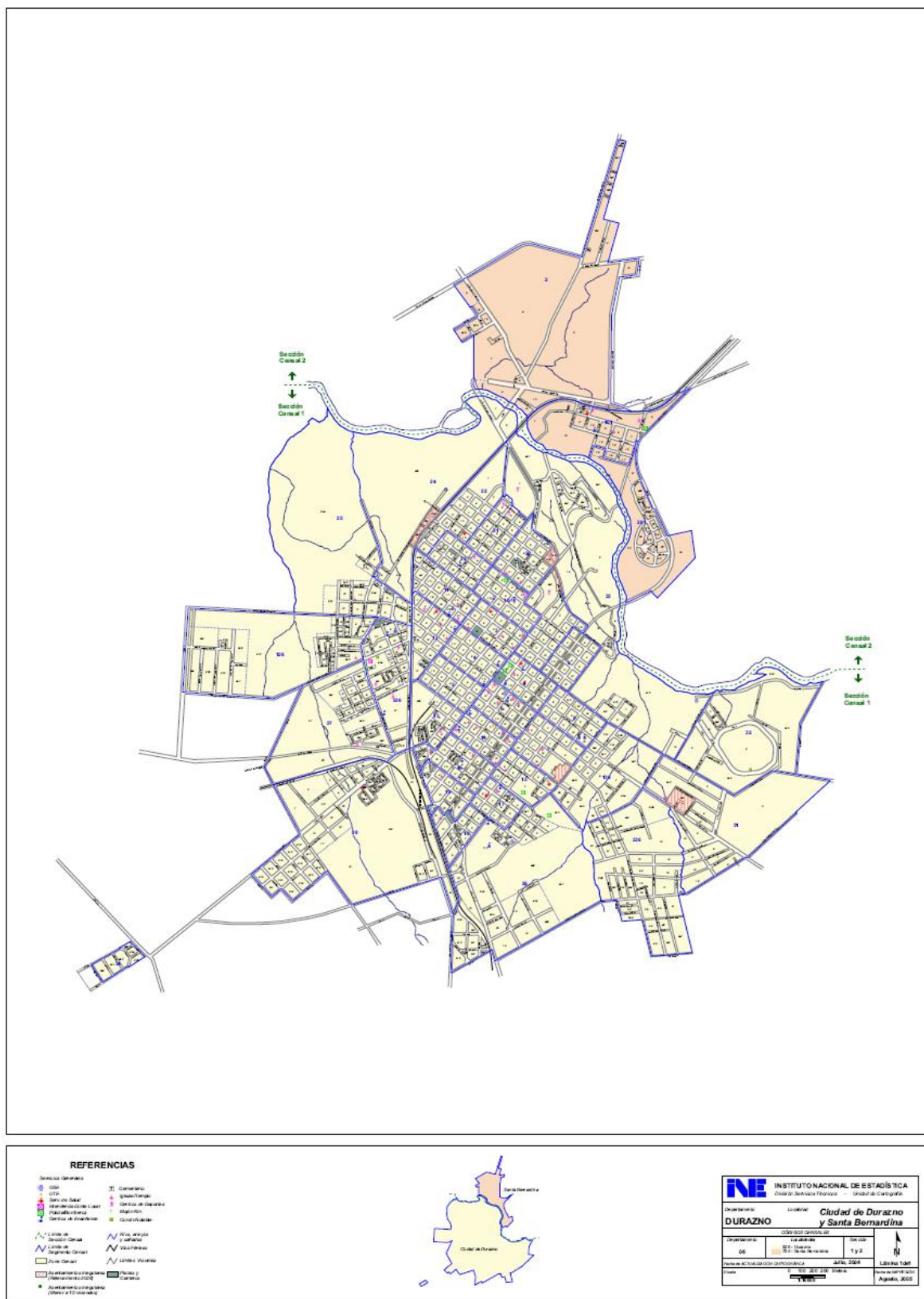
14.3 ANEXO 3 - AGUA POTABLE



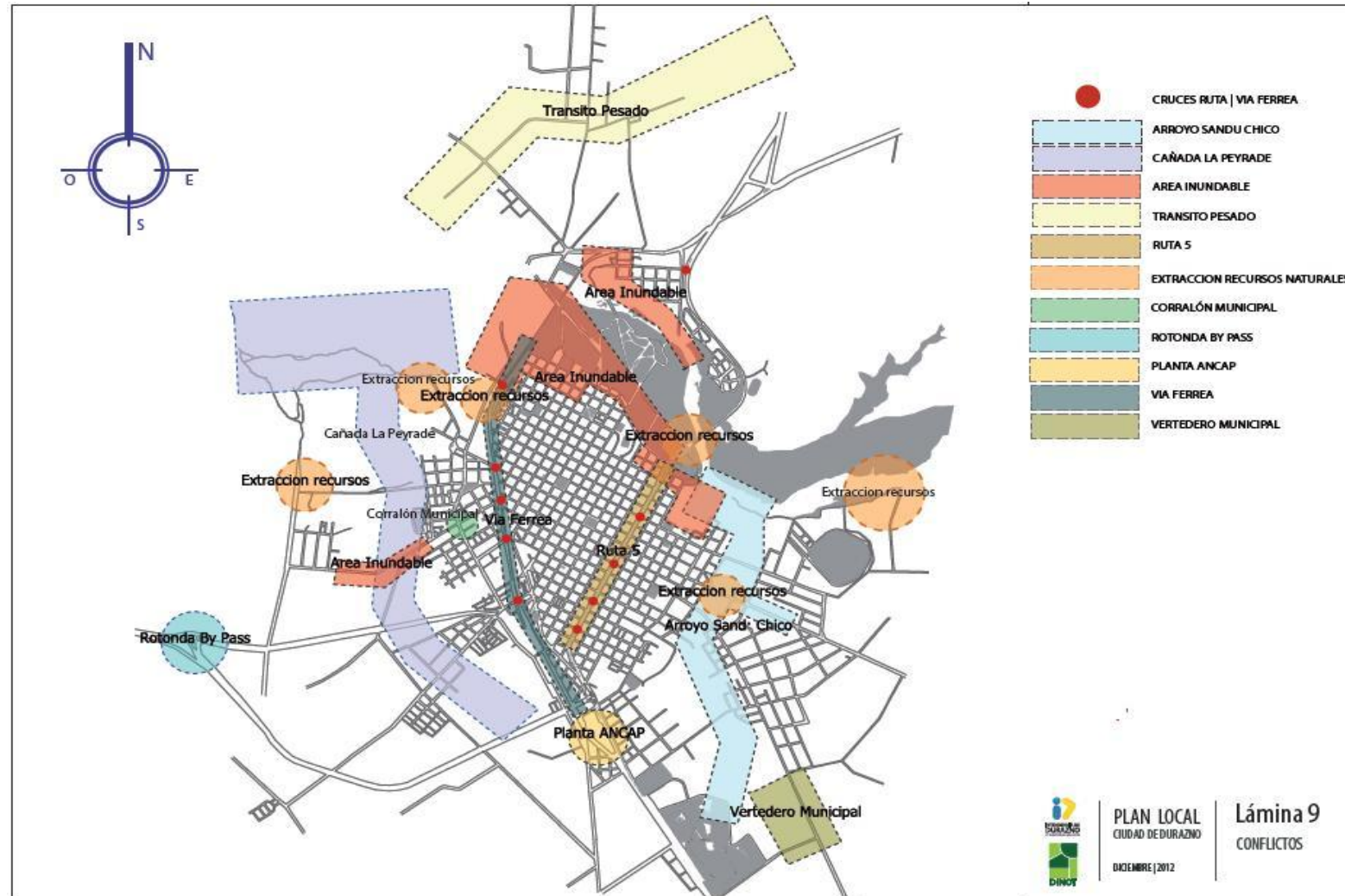
14.4 ANEXO 4-ÁREAS IDENTIFICADAS



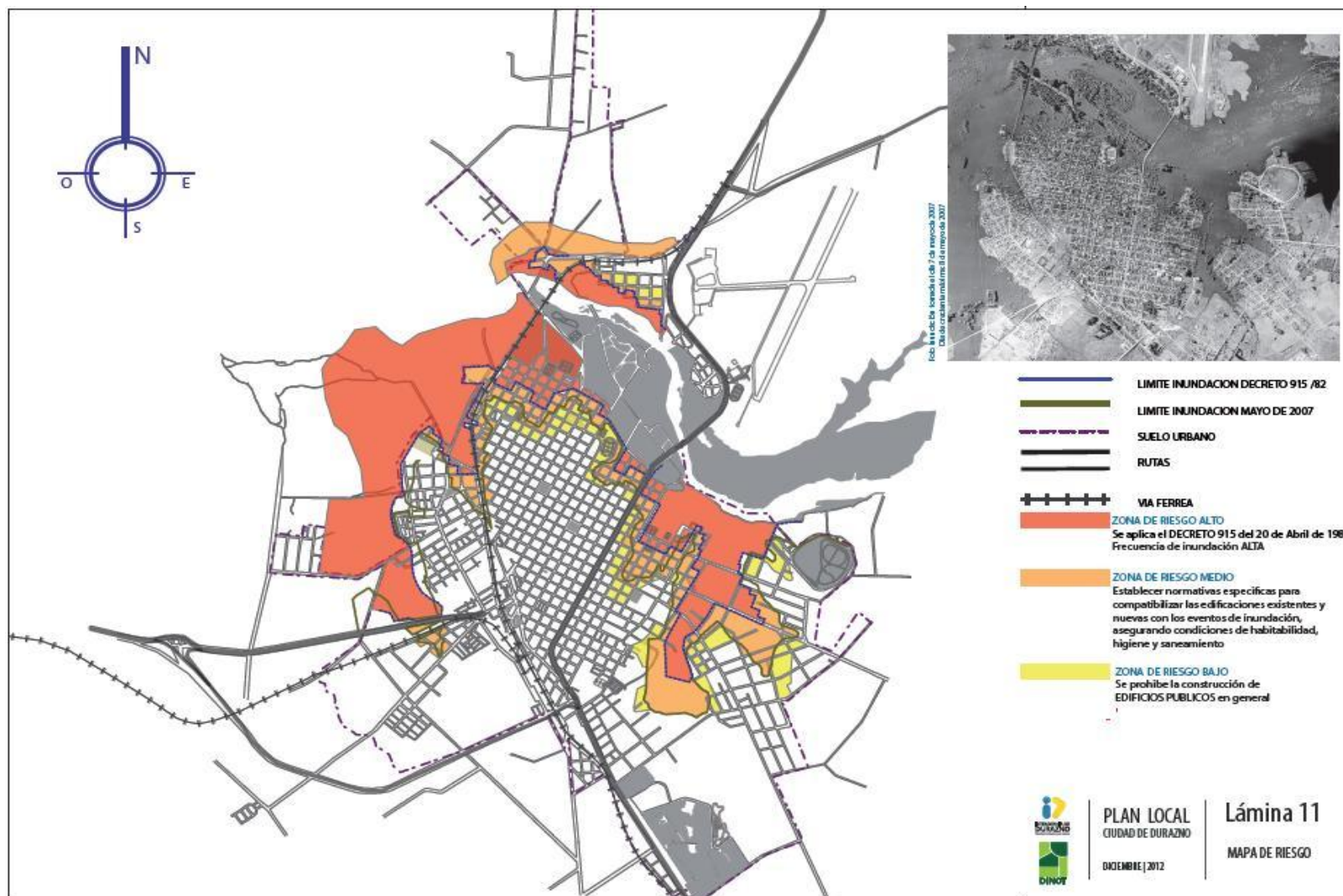
14.5 ANEXO 5-SECCIONES Y SEGMENTOS CENSALES



14.6 ANEXO 6-AREAS INUNDABLES



14.7 ANEXO 7- MAPA DE RIESGO



14.8 ANEXO 8-UBICACIÓN DE RELLENO SANITARIO



15. ANEXO CATÁLOGOS



PROYECTO DE GRADO HIDRÁULICA –AMBIENTAL

CURSO 2013

DISEÑO DE LA NUEVA PLANTA DE
TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE DE
DURAZNO

MEMORIA DE CÁLCULO
Julio 2014

Tutores

Ing. Danilo Ríos
Ing. Daniel Schenzer
Ing. Julieta López

Grupo de trabajo

Daiana Cirelli
Oscar Muñoz

INDICE

1.	INTRODUCCIÓN	9
2.	ESTUDIO DE PROYECCIÓN DE POBLACIÓN	10
2.1	SECCIONES CENSALES	10
2.2	DATOS HISTÓRICOS	12
2.3	PERÍODO DE PREVISIÓN	13
2.4	APLICACIÓN DE MÉTODOS DE PROYECCIÓN	13
2.4.1	Modelo de crecimiento Lineal	13
2.4.2	Método Aritmético	16
2.4.3	Método Geométrico	16
2.5	PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN TOTAL	17
2.6	COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS CON LA PROYECCION DEL INE	19
3.	CÁLCULO DE LA DEMANDA	22
3.1	CÁLCULO DEMANDA ACTUAL	22
3.2	PROYECCIÓN DE LA DEMANDA	25
3.2.1	Estimación de la dotación media	25
3.2.2	Determinación de la demanda futura	27
3.2.3	Coeficiente de Pico Máximo Diario K1	29
4.	DISEÑO DE LA NUEVA PLANTA DE TRATAMIENTO	31
4.1	PRE-OXIDACIÓN	31
4.1.1	Dióxido de Cloro	31
4.2	TUBERÍA DE ENTRADA	34
4.3	PRE-ALCALINIZACIÓN	35
4.3.1	Dosis	35
4.3.2	Consumo	37
4.3.3	Preparación de la solución	37
4.3.4	Caudal de dosificación	38
4.4	MEZCLA RÁPIDA	39
4.4.1	Gradiente de velocidad y Tiempo de Mezcla	39
4.5	COAGULACIÓN	43
4.5.1	Consumo	43
4.5.2	Depósito de almacenamiento de Sulfato de Aluminio	44
4.5.3	Dilución	45
4.5.4	Caudales de dosificación	46
4.6	AYUDANTE DE FLOCULACIÓN	48
4.6.1	Consumo	48
4.6.2	Preparación de la solución	48
4.6.3	Caudal de la dosificación	49

4.6.4	Bomba dosificadora	49
4.7	BY-PASS	50
4.8	FLOCULACIÓN	53
4.8.1	Floculadores Mecánicos	53
4.8.2	Floculadores Hidráulicos	57
4.8.3	Conexión entre Floculadores	59
4.8.4	Desagües	60
4.9	SEDIMENTACIÓN	62
4.9.1	Compuerta de ingreso al canal de agua floculada	62
4.9.2	Zona de entrada o ingreso de agua floculada	63
4.9.3	Zona de sedimentación	74
4.9.4	Zona de salida o recolección de agua sedimentada	76
4.9.5	Zona de Lodos y extracción de los mismos	79
4.10	FILTRACIÓN	83
4.10.1	Compuerta de entrada al filtro	83
4.10.2	Parámetros de diseño y dimensionado de filtros	83
4.10.3	Lavado de filtros	84
4.10.4	Ubicación del vertedero de salida	92
4.10.1	Niveles en el filtro	94
4.10.2	Desagües	95
4.11	ADSORCIÓN	97
4.11.1	Compuerta de entrada al filtro	97
4.11.2	Parámetros de diseño y dimensionado de filtros	97
4.11.3	Dimensionado del manto de CAG	98
4.11.4	Lavado de filtros	99
4.11.5	Ubicación del vertedero de salida	104
4.11.6	Niveles en el filtro	106
4.11.7	Desagües	107
4.12	DESINFECCIÓN	109
4.12.1	Desinfección UV	109
4.12.2	Desinfección con cloro	110
4.12.3	Tanque de Contacto y de Agua Clara	116
4.13	EQUIPOS DE BOMBEO DE ALTA	120
4.13.1	Caudal	120
4.13.2	Determinación de la altura de bombeo	120
4.13.3	Altura manométrica de las bombas	125
4.13.4	Curva de la Instalación	126
4.13.5	Curva de las 3 bombas en paralelo	126

4.13.6	Punto de Funcionamiento	127
4.13.7	Verificación de la Succión	129
4.13.8	Potencia requerida	132
4.14	SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LODOS	133
4.14.1	Tanque de amortiguación de agua de lavado de filtros	133
4.14.2	Sedimentador de flujo laminar	136
4.14.3	Zona de sedimentación	144
4.14.4	Zona de salida o recolección de agua sedimentada	146
4.14.5	Zona de Lodos y extracción de los mismos	149
4.14.6	Tanque pulmón de lodos	152
4.14.7	Espesador de lodos	155
4.14.8	Deshidratación mediante filtro de bandas	159
4.15	OTRAS INSTALACIONES	164
4.15.1	Instalaciones Sanitarias	164
5.	ANEXO DE TABLAS	166
5.1	COEFICIENTE DE PERDIDA (K) EN ENTRADA EN FUNCIÓN DEL RADIO DE CURVATURA (MUNSON, B. R. ET AL., 1994)	166
5.2	COEFICIENTE DE PERDIDA (K) PARA EXPANSIÓN SUAVE. (MUNSON, B. R. ET AL., 1994)	166
5.3	CONTRACCIÓN GRADUAL. (SOTELO A., G., 1982)	167
5.4	CONTRACCIÓN DE PERDIDA (K) PARA CONTRACCIÓN GRADUAL EN FUNCIÓN DE LA VELOCIDAD DE SALIDA. CONDUCTOS REDONDOS Y RECTANGULARES. (SOTELO A., G., 1982)	167
5.5	PERDIDA DE CARGA EN TEE Y JUNTAS. MANUAL DE HIDRÁULICA, AZEVEDO NETTO J.M.	168

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Vista aérea de la ciudad de Durazno y Santa Bernardina	10
Figura 2: Delimitaciones geográficas de las secciones censales 1 y 2 (INE).	11
Figura 3: Bomba seleccionada.	47
Figura 4: Bomba seleccionada.	49
Figura 5	51
Figura 6: Dimensiones de paletas	53
Figura 7: Parámetros	62
Figura 8: Esquema de canal de agua floculada	64
Figura 9: Módulos	75
Figura 10: Zona de recolección de agua sedimentada.	77
Figura 11: Descarga libre de canaleta de recolección con vertederos a los lados.	78
Figura 12: Gráfico pérdidas de carga en Bloques Leopold en función de la velocidad de aire.	89
Figura 13: Curva característica CAG.	99
Figura 14: Tipo de tanque.	112
Figura 21: Curva de funcionamiento de la Instalación	126
Figura 22: Curva de altura caudal de la bomba seleccionada	128
Figura 15: Esquema de canal de agua floculada	136
Figura 16: Módulos	145
Figura 17: Zona de recolección de agua sedimentada.	147
Figura 18: Descarga libre de canaleta de recolección con vertederos a los lados.	148
Figura 19: Bomba de cavidad progresiva seleccionada	158
Figura 20: Datos técnicos y dimensiones para la instalación.	158
Figura 64: Esquema de filtro de banda.	159
Figura 65: Curva de la bomba preseleccionada	162

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Secciones censales porcentajes de población.....	10
Tabla 2: Datos censales para la ciudad de Durazno. INE	12
Tabla 3: Datos censales para la ciudad de Durazno por sección censal-INE.	13
Tabla 4: Constante Ka según base elegida en años censales.....	16
Tabla 5: Constante Kg según base elegida en años censales.....	16
Tabla 6: Proyección de la población en la base elegida.....	18
Tabla 7: Estimación de porcentaje.....	19
Tabla 8: Estimación de la población para el año 2025.....	19
Tabla 9: Comparación de la población para el año 2025.....	20
Tabla 10: Cuadro de balance de agua (medidas en miles de m ³).	22
Tabla 11: Determinación de la demanda actual	23
Tabla 12: Estudio de Dotación media	26
Tabla 13: Demanda para el periodo de previsión.....	28
Tabla 14: Partes diarios.....	29
Tabla 15: Consumos máximos y mininos.	29
Tabla 16.....	30
Tabla 17: Consumo en kg/día de Dióxido de Cloro, PURATE y ácido sulfúrico 78%, según caudal de agua bruta.....	31
Tabla 18: Consumos diarios en volumen de los productos químicos.....	32
Tabla 19: Consumo mensual de PURATE y ácido sulfúrico	32
Tabla 20.....	34
Tabla 31: Tabla de datos alcalinidad y frecuencia (días/año).....	35
Tabla 32: Características equipo de bombeo.	38
Tabla 33.....	38
Tabla 21: Tabla de parámetros k y n para el cálculo del caudal circulante en un medidor Parshall	39
Tabla 22: Determinación de G y T para caudal inicio proyecto 0,104m ³ /s.....	40
Tabla 23: Determinación de G y T para caudal de fin proyecto 0,194m ³ /s	41
Tabla 24: Resumen de valores inicio y fin de de proyecto.	42
Tabla 25: Consumo de sulfato de aluminio líquido	43
Tabla 26: Consumo diario en peso de sulfato de aluminio.....	44
Tabla 27: Consumo diario en volumen de sulfato de aluminio	44
Tabla 28: Duración en días del sulfato de aluminio de los depósitos.....	45
Tabla 29: Caudal de dosificación en función de la dosis aplicada	46
Tabla 30: % de carrera	47
Tabla 34: Consumo de polielectrolito	48
Tabla 35.....	50
Tabla 36: Datos y características de la tubería.	50
Tabla 37.....	50
Tabla 38.....	50
Tabla 39.....	51
Tabla 40: Dimensiones.....	53
Tabla 41: Resultados para inicio de proyecto.....	54
Tabla 42: Resultados para fin de proyecto.	54
Tabla 43.....	55
Tabla 44: Potencia entregada en cada floculador	56
Tabla 45: Dimensiones.....	58
Tabla 46: Resultados de floculación hidráulica para caudal de fin de proyecto	58

Tabla 47: Resultados de floculación hidráulica para caudal de inicio de proyecto	58
Tabla 48: Parámetros de diseño para caudal de fin de proyecto	58
Tabla 49: Parámetros de diseño para caudal de inicio de proyecto.....	58
Tabla 50: Valores de G en pasajes entre Floculadores	59
Tabla 51.....	61
Tabla 52.....	62
Tabla 53.....	62
Tabla 54: Dimensiones canal de agua floculada.	63
Tabla 55: Parámetros	63
Tabla 56: Coeficientes para canales.....	65
Tabla 57: Dimensiones sedimentador	74
Tabla 58: Características de los módulos.....	75
Tabla 59: Otros parámetros de diseño	76
Tabla 60: Dimensiones de vertederos triangulares.	77
Tabla 61: Altura total de la canaleta de recolección.	78
Tabla 62: Parámetros de cálculo de S.	79
Tabla 63.....	82
Tabla 64: Calculo de la expansión a partir de la velocidad de lavado.	86
Tabla 65.....	88
Tabla 66: Dimensiones de la canaleta de recolección.	91
Tabla 67: Expansión del manto normal y del 50%del mismo.	92
Tabla 68.....	93
Tabla 69: Calculo de pérdida de carga h ₁	93
Tabla 70: Niveles relevantes en el filtro.....	94
Tabla 71.....	96
Tabla 72: Dimensiones de la canaleta de recolección.	103
Tabla 73.....	104
Tabla 74: Calculo de pérdida de carga h ₁	104
Tabla 75: Niveles relevantes en el filtro.....	106
Tabla 76.....	108
Tabla 77: Pérdidas de carga producida por equipo UV QUADRON 3000	109
Tabla 78: Consumo de cloro y cantidad de cilindros de 68 kg necesarios para la cloración	110
Tabla 79: Recomendaciones del CEPIS-cantidad de cilindros de cloro según la capacidad requerida .	111
Tabla 80: Valores de CxT necesarios para inactivación de Giardia y Virus con cloro	111
Tabla 81: Condición de baffle	112
Tabla 82: Caudal de solución clorada según caudal de la planta.....	113
Tabla 83: Cálculo de la capacidad del Clorador	114
Tabla 84: Valores calculados de CT ₁₀	116
Tabla 85: Dimensiones del Tanque de Contacto	117
Tabla 86: Dimensiones tubería de salida.	117
Tabla 87: Tuberías de ventilación del Tanque de Agua Clara	117
Tabla 88: Características tubería de rebalse.....	118
Tabla 89: Perdidas de carga en desagües.	118
Tabla 90: Esquema de conexiones de Desborde y Desagüe del Tanque de Agua Clara.....	119
Tabla 91: Niveles de agua en el Tanque de Agua Clara	119
Tabla 115: Desnivel geométrico.....	121
Tabla 116.....	122
Tabla 117.....	122
Tabla 118.....	123
Tabla 119.....	123

Tabla 120.....	124
Tabla 121.....	124
Tabla 122: Parámetros hidráulicos de bomba	125
Tabla 123: Curva de funcionamiento de bombas en paralelo.....	126
Tabla 124: Punto de Funcionamiento del Sistema	127
Tabla 125: Parámetros fundamentales de la bomba seleccionada	129
Tabla 126: Presión de vapor del agua en función de la temperatura.....	130
Tabla 127: Presión atmosférica en función de la altitud	130
Tabla 128.....	132
Tabla 129: Potencia requerida y eficiencia.	132
Tabla 92: Dimensiones del tanque de amortiguación.	133
Tabla 93.....	134
Tabla 94.....	135
Tabla 95: Piezas en la impulsión	135
Tabla 96: Coeficientes para canales.....	137
Tabla 97: Dimensiones sedimentador	144
Tabla 98: Características de los módulos.....	145
Tabla 99: Otros parámetros de diseño	146
Tabla 100: Dimensiones de vertederos triangulares.	147
Tabla 101: Altura total de la canaleta de recolección.	148
Tabla 102.....	151
Tabla 103: Purgas diarias de lodos en unidades de sedimentación	152
Tabla 104: Volumen tanque pulmón	152
Tabla 105: Dimensiones tanque pulmón	152
Tabla 106.....	154
Tabla 107.....	154
Tabla 108: Piezas en la impulsión	154
Tabla 109: Dimensiones de vertederos triangulares.	156
Tabla 110: Características de la bomba	161
Tabla 111: % carrera	162
Tabla 112: Características del lavado.....	162
Tabla 113: Estimación de caudales en la planta.	164
Tabla 114.....	164

1. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo fue elaborado en el marco de la asignatura de grado Proyecto Hidráulica – Ambiental de la carrera Ingeniería Civil perfil Hidráulica-Ambiental de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República.

Se expone en el mismo el detalle de los cálculos realizados para el diseño de la nueva planta de tratamiento de agua potable que abastecerá a la ciudad de Durazno y la localidad de Santa Bernardina.

2. ESTUDIO DE PROYECCIÓN DE POBLACIÓN

2.1 SECCIONES CENSALES

Para el estudio de proyección de población de la ciudad de Durazno se cuenta con fuentes de información proporcionados por los datos censales correspondientes a la serie: 1963, 1975, 1985, 1996, 2004 y 2011.

El Instituto Nacional de Estadística (INE) presenta además un estudio de proyección de la población del departamento de Durazno para el período comprendido entre los años 1996 y 2025.

Con base en los datos consultados se puede observar que la principal zona urbanizada del departamento es la integrada por parte de las Secciones Censales 1 y 2, en la que están incluidas las localidades de Durazno (capital), Santa Bernardina, Ombúes de Oribe, Pueblo Álvarez y zonas consideradas Rurales. Debido a que las localidades Ombúes de Oribe y Pueblo Álvarez están físicamente distanciadas de la ciudad de Durazno, quedan excluidas del estudio realizado. También se excluyeron las zonas consideradas rurales por el INE.

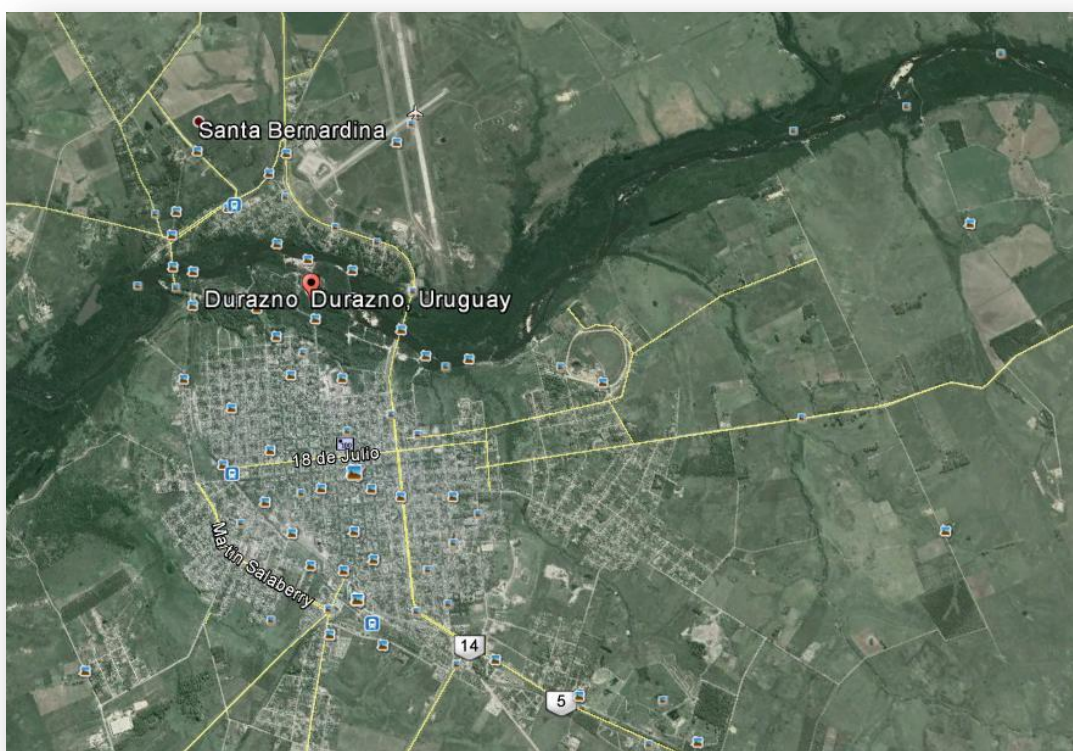


Figura 1: Vista aérea de la ciudad de Durazno y Santa Bernardina

Secciones censales 1 y 2 con % respecto al total de la población de Durazno	
Año 1996	57
Año 2004	59
Año 2011	62

Tabla 1: Secciones censales porcentajes de población.

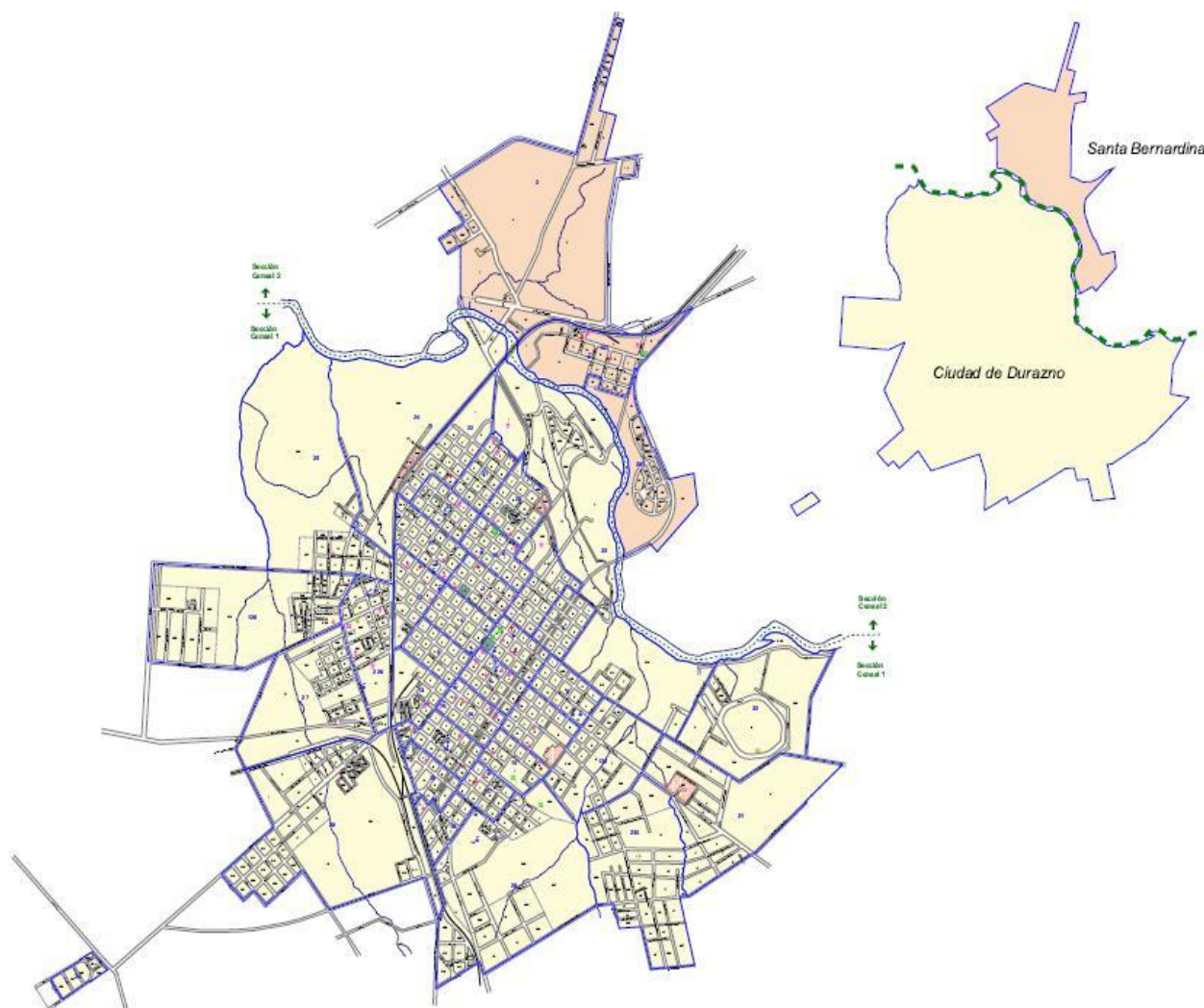


Figura 2: Delimitaciones geográficas de las secciones censales 1 y 2 (INE).

2.2 DATOS HISTÓRICOS

Se presentan en la siguiente tabla los datos de población y vivienda correspondientes a la zona en estudio, la relación Habitante/Vivienda promedio, y las tasas de crecimiento aritmético (Ka) y geométrico (Kg) para cada período intercensal.

AÑO	1963	1975	1985	1996	2004	2011
Población	23.604	27.422	29.206	31.850	36.935	35.466
Viviendas	6551	7342	8439	9782	11.340	12.970
Hab. /viv.	4	4	4	3	3	3
Ka (Hab./año)	-	318	178	240	636	-210
Kg (%/año)	-	1,3	0,7	0,8	2,0	-0,6

Tabla 2: Datos censales para la ciudad de Durazno. INE

Históricamente se ha registrado un descenso en el número de habitantes por vivienda; elemento que se deberá considerar en la proyección de la demanda a futuro.

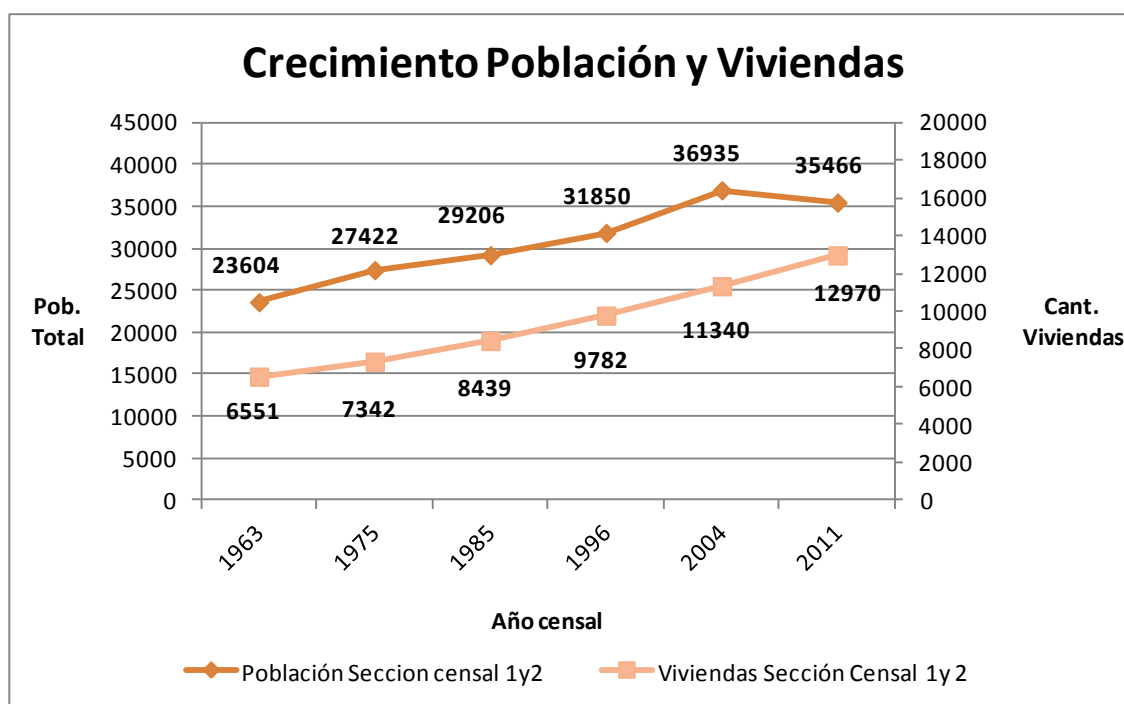


Gráfico 1: Crecimiento de población y viviendas para los datos censales de las secciones censales 1 y 2.

Es importante aclarar que los datos para el estudio de población del área considerada, se manejan en forma global, sin diferenciar zonas de crecimiento, pero fueron tomados en forma individual para cada sección censal. Se presentan en la siguiente tabla los valores para cada año y para cada sección censal.

Año Censal INE	Población Durazno		Viviendas		TOTAL	
Sección Censal	1	2	1	2	Población Durazno	Viviendas
1963	22.707	897	6298	253	23.604	6551
1975	25.981	1441	7025	317	27.422	7342
1985	27.835	1371	8066	373	29.206	8439
1996	30.607	1243	9354	428	31.850	9782
2004	34.553	2382	10.860	480	36.935	11.340
2011	34.372	1094	12.525	445	35.466	12.970

Tabla 3: Datos censales para la ciudad de Durazno por sección censal-INE.

2.3 PERÍODO DE PREVISIÓN

El fin del período de previsión será en el año 2040, basándose para la elección del mismo en bibliografía de referencia, la cual indica que el período de previsión deberá estar entre 15 y 25 años.

Según estas recomendaciones la estimación para el periodo de previsión es al 2038. Consultando los criterios que OSE está manejando actualmente en proyectos de futuras plantas de tratamiento de agua potable, la meta es a 2040 en cuanto a periodos de previsión. Se asume entonces que el periodo de previsión para fin de proyecto será para el año 2014.

2.4 APLICACIÓN DE MÉTODOS DE PROYECCIÓN

Para el estudio de proyección de la población se utilizan métodos matemáticos como el aritmético y el geométrico pero también se observa la tendencia lineal que la población tiene en base a los datos censales registrados para el fin del período de previsión.

2.4.1 Modelo de crecimiento Lineal

Se realiza el ajuste lineal para los datos de población comprendidos entre los años 1963 y 2011. Se puede observar en el [Gráfico 2](#) que la población en el año 2004 se muestra superior al de la línea de tendencia generada en el período entre los años 1963 y 2011 por lo que se podría considerar, como primera impresión, que dicho censo no refleja la realidad poblacional de ese momento. La causa puede ser la técnica usada para la realización del censo en ese año, la cual se diferencia de la de los años anteriores y de la empleada en el último censo 2011.

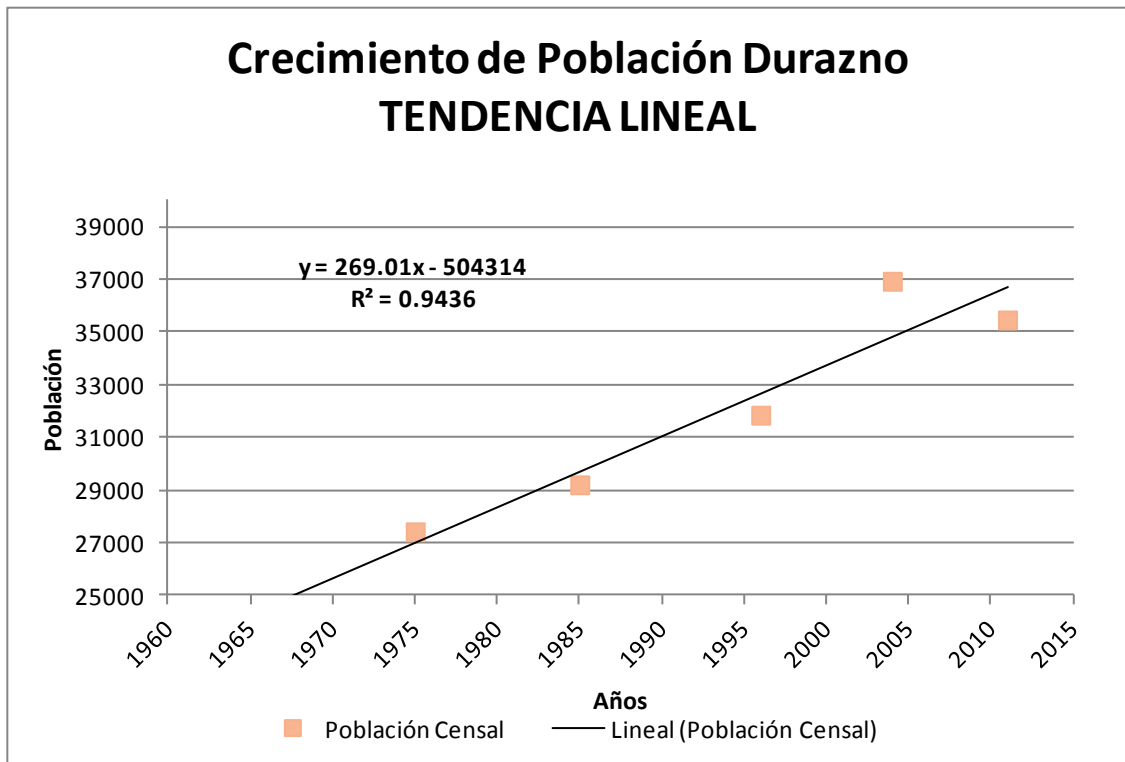


Gráfico 2: Tendencia Lineal con base en los datos censales.

La población proyectada al 2040 que obedece la ecuación para la tendencia lineal anterior, es la que se muestra en el [Gráfico 3](#):

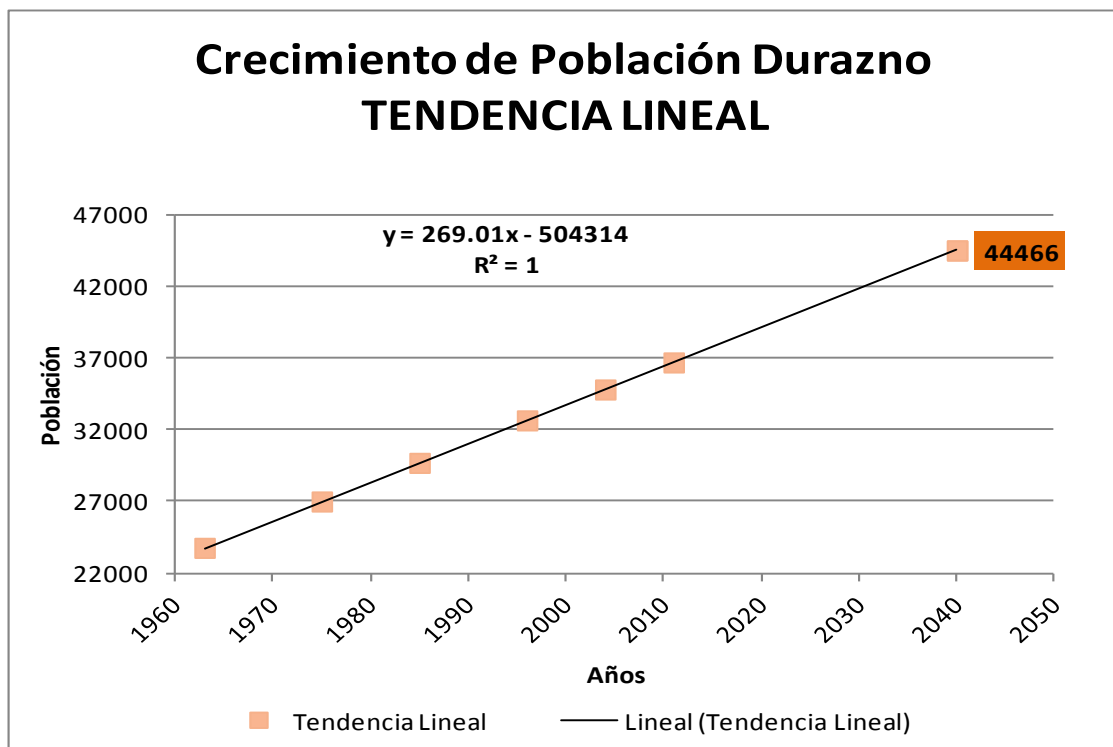


Gráfico 3: Crecimiento de población en base a la tendencia Lineal con base en los datos censales.

Si se estudia la tendencia para los datos censales sin incluir el año 2004 y se tiene que la nueva tendencia lineal cambia, entonces se presenta en el [Gráfico 4](#):

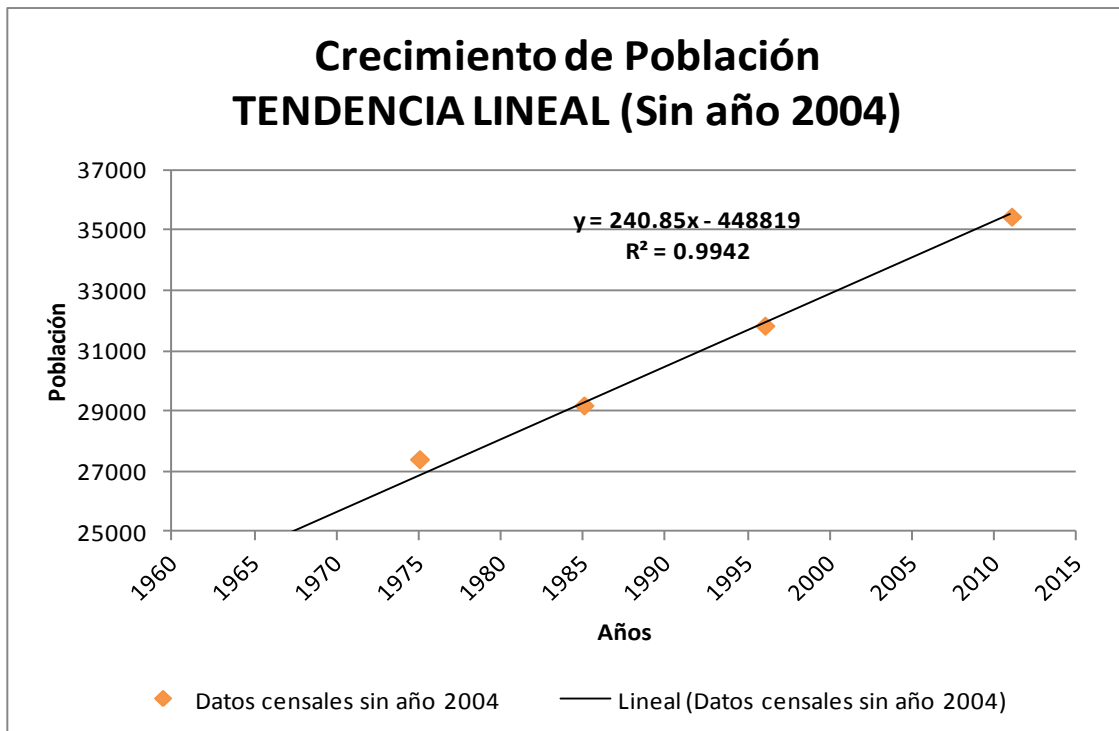


Gráfico 4: Tendencia Lineal de los datos censales sin incluir el año 2004.

La tendencia lineal para los años censales desde el 1996 a 2011 sin incluir el año 2004 se presenta en el [Gráfico 5](#):

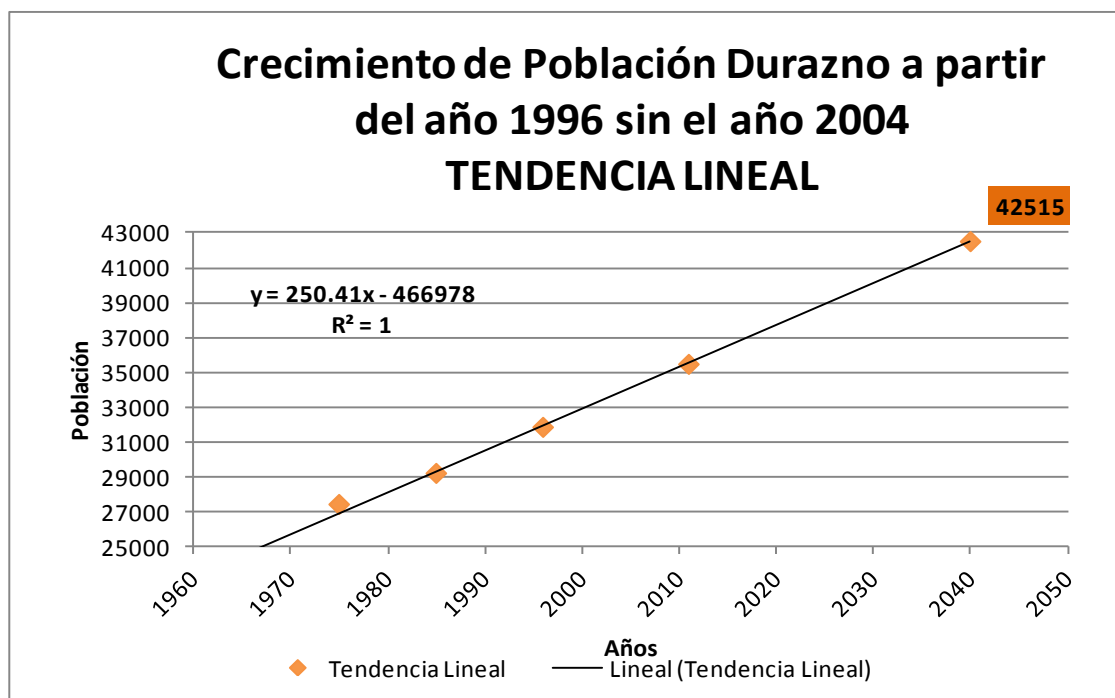


Gráfico 5: Tendencia Lineal de los datos censales desde 1996 a 2011 sin incluir el año 2004.

2.4.2 Método Aritmético

El Método Aritmético de proyección de población considera que el crecimiento será constante en el tiempo y se determina el valor de la constante Ka:

$$\frac{dP}{dt} = K_a$$

Integrando:

$$P(t) = K_a(t - t_0) + P_0$$

Los valores obtenidos para la constante Ka en la base de años elegida se presentan a continuación en la siguiente tabla:

	Para 1996-2004	Para 2004-2011	Para 1996-2011 (sin 2004)	Para 1963-2011 (sin 2004)
Ka	636	-210	241	247
Pob. (2040)	59.818	29.380	42.457	42.633

Tabla 4: Constante Ka según base elegida en años censales.

2.4.3 Método Geométrico

El Método de Crecimiento Geométrico supone que ante iguales períodos de tiempo el porcentaje de crecimiento poblacional es el mismo, y se determina la constante de crecimiento geométrico (Kg) a partir de:

$$\frac{dP}{dt} = K_g \cdot P$$

Integrando:

$$P = P_2 \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{\left(\frac{t-t_2}{t_2-t_1} \right)}$$

Los valores obtenidos para la constante Kg para la base de años censales se presentan en la tabla a continuación:

AÑO	1963	1975	1985	1996	2004	2011
Kg (%/año)	-	1,3	0,7	0,8	2,0	-0,6

Tabla 5: Constante Kg según base elegida en años censales.

2.5 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN TOTAL

Con base en los registros históricos para la población en el área de estudio, la población se ha incrementado en el período comprendido entre los años 1985 y 2004 con tasas anuales crecientes comprendidas entre 0,11% y 0,68%. En el período comprendido entre el 2004 y 2011 la tasa es decreciente del orden de 0,42%, más aún que en el período entre 1975 y 1985 cuya tasa llegó a 0,11%.

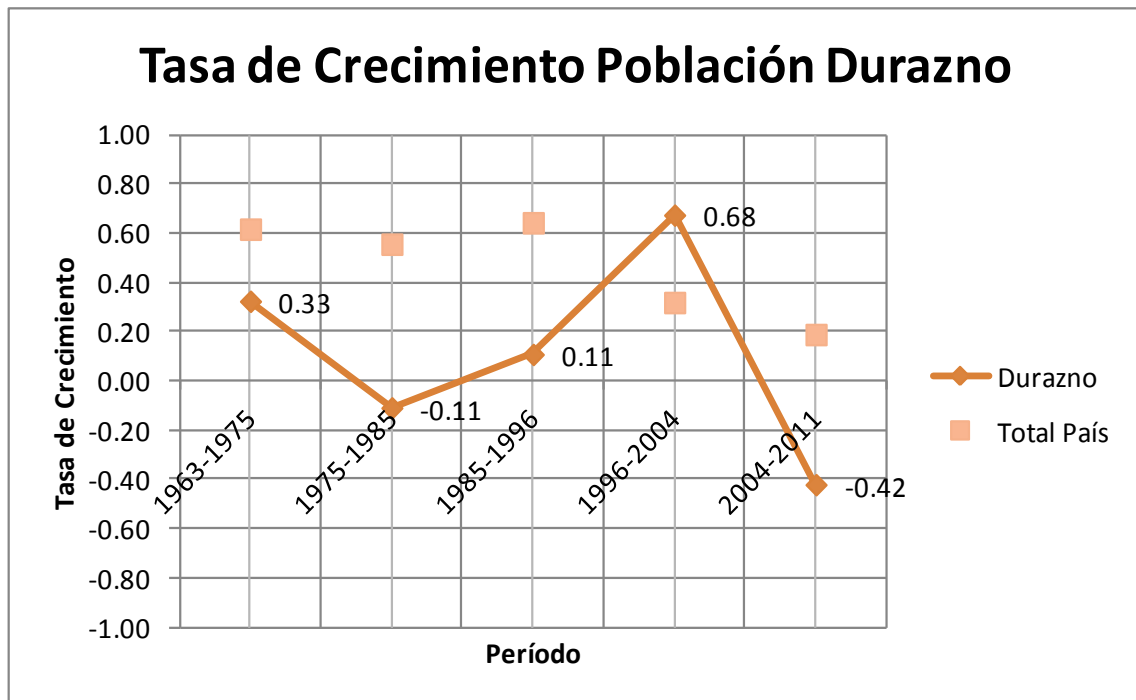


Gráfico 6: Tasas de Crecimiento de Población-INE.

Atendiendo a que el censo del año 2004 no refleja en su totalidad la realidad poblacional de ese momento, que los años censales 1975 y 1985 corresponden a años del período dictatorial del Uruguay en el que se exiliaron muchos habitantes, al igual que en el año 2002 a causa de la crisis económica; se decide realizar el estudio de proyección de población con base en los años censales correspondientes al período 1996 a 2011 sin incluir el año 2004.

Los valores obtenidos para los tres métodos empleados con base en el los años mencionados:

Año Censal INE	PROYECCIÓN AL 2040		
	Tendencia Lineal	Aritmética	Geométrica
1996	31.850	31.850	31.850
2011	35.466	35.466	35.466
2013	36.012	35.948	35.978
2015	36.494	36.430	36.498
2020	37.698	37.636	37.830
2025	38.902	38.841	39.210
2030	40.107	40.046	40.641
2035	41.311	41.252	42.125
2040	42.515	42.457	43.662

Tabla 6: Proyección de la población en la base elegida.

Se presenta a continuación en el [Gráfico 7](#) la comparación de los valores de crecimiento de población para los métodos empleados:

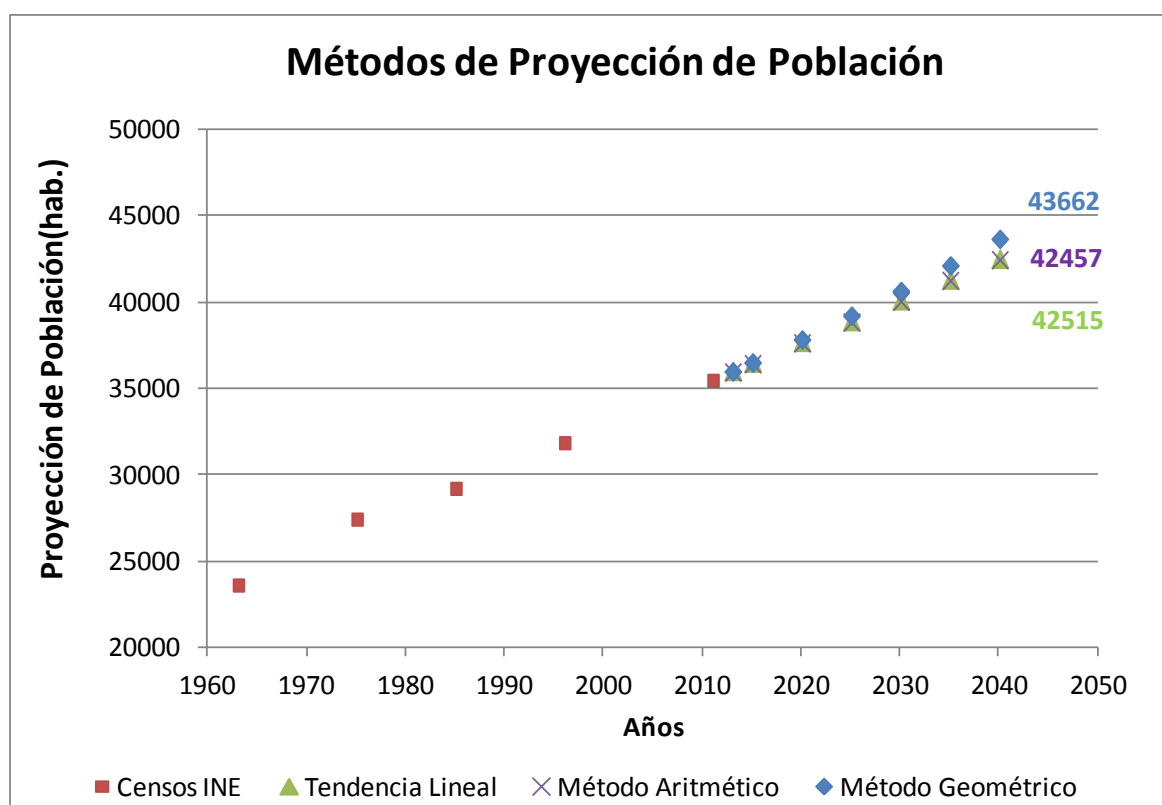


Gráfico 7: Proyección de la población de Durazno según métodos utilizados.

Se adopta un crecimiento de población geométrico, siendo ésta la situación de crecimiento más óptima. De este modo la demanda proyectada para el año **2040** presenta una población total de **43.662 habitantes**.

2.6 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS CON LA PROYECCION DEL INE

El INE realiza una proyección de población para el departamento de Durazno para el período comprendido entre los años 1996 a 2025. El valor de población proyectado para la totalidad del departamento al final del período (año 2025) es de 68.556 habitantes.

A los efectos de la comparación con las estimaciones del INE, se tomó la proyección elegida para el estudio - *proyección geométrica*- y se graficó conjuntamente con la proyectada por el INE para el período 1996 a 2025 ([Gráfico 9](#)), indicando para el 2025 la relación de la población proyectada para el área de estudio con respecto a la población total del departamento para ese año. Esta estimación se hace a partir de la tendencia lineal con base en los porcentajes reales para los datos censales conocidos, y se estima en función de la ecuación para la tendencia seguida el porcentaje para el año 2025 ([Gráfico 8](#) y [Tabla 7](#)). De esta forma, se obtiene una relación para la población proyectada con respecto a la población total del departamento para ese año es de aproximadamente 66,5%.

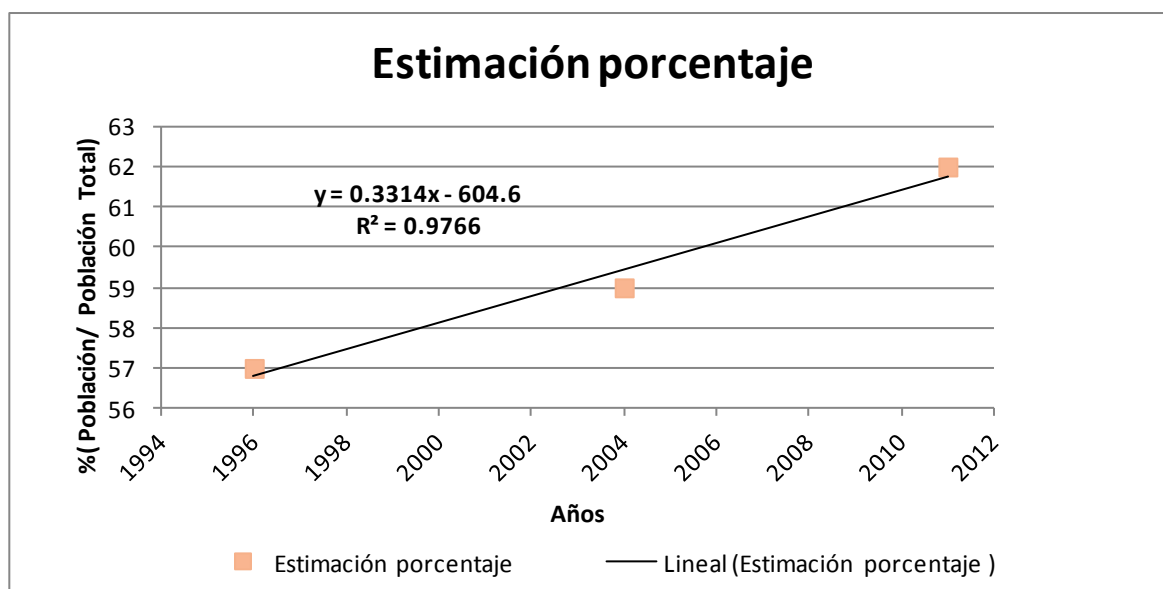


Gráfico 8: Tendencia lineal para estimación de porcentaje.

Año	% Real
1996	57
2004	59
2011	62
2025	66,5

Tabla 7: Estimación de porcentaje Población sobre población total.

Una vez determinado el valor del porcentaje estimado para el año 2025, se calcula cuál será la población para las secciones censales 1 y 2 a partir del porcentaje mencionado y de la población proyectada para todo el departamento por el INE al año en estudio ([Tabla 8](#)).

Pob. Proy.INE 2025 - Durazno Departamento	68.556
Pob.Proy. 2025 - Secciones censales 1 y 2	45.579

Tabla 8: Estimación de la población para el año 2025.

Se comparan los valores para la población proyectada por el INE con el valor de la proyección geométrica al 2025 y se puede observar que difieren ampliamente, por lo que se puede decir que la población proyectada por el INE esta sobrestimada (ver [Tabla 18](#)). Esta conclusión se basa en que los datos con los que el INE realiza la proyección no se corresponden con los datos censales conocidos y son superiores a los mismos.

HABITANTES	
Pob.Proy. 2025 - Secciones censales 1 y 2	45.579
Pob. Proy. Geométrica al 2025 (Secc.cen.1 y 2)	39.210
DIFERENCIA	6369

Tabla 9: Comparación de la población para el año 2025.

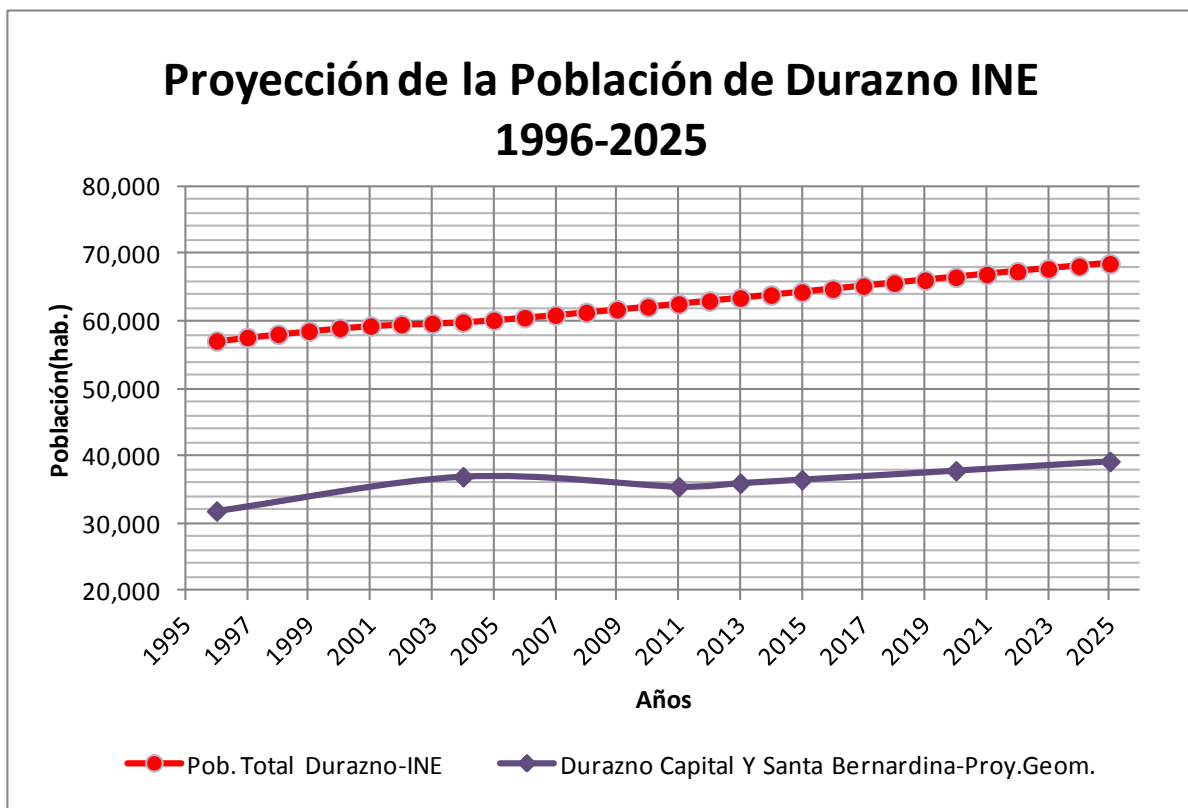


Gráfico 9: Comparación de población proyectada con proyección estimada por el INE para el período 1996-2025.

Se puede observar en el [Gráfico 9](#), que la tendencia para la proyección de población para el área de estudio realizada mediante el Método Geométrico es similar a la estimada por el INE, lo que significa que el método adoptado para la proyección es apto para la estimación.

En el [Gráfico 10](#), se presenta el escenario para todo el período estudiado en el que se muestran graficados los datos censales, la proyección adoptada para el crecimiento de la población al final del período de previsión y la proyección realizada por el INE para el periodo entre los años 1996 a 2025.

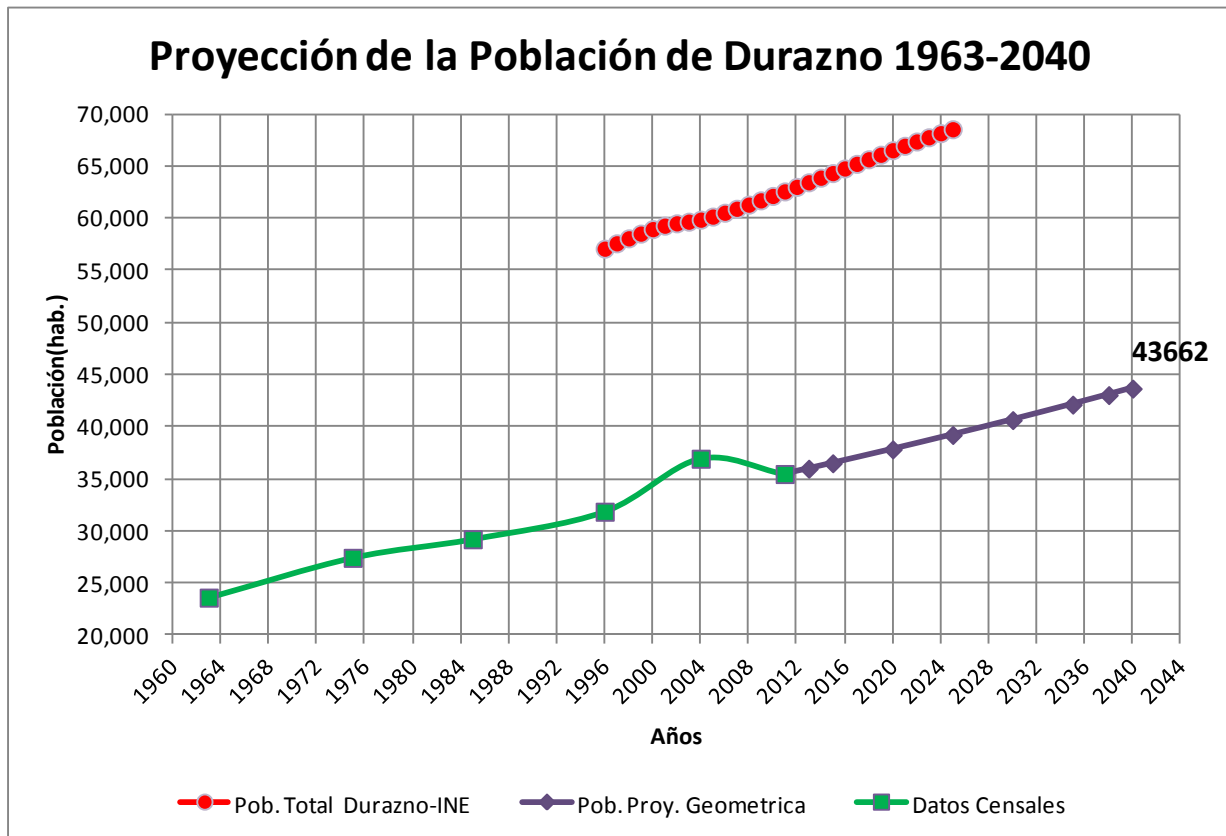


Gráfico 10: Proyección de la población, datos censales y estimación INE.

3. CÁLCULO DE LA DEMANDA

3.1 CÁLCULO DEMANDA ACTUAL

Para la determinación de la demanda actual del sistema agua potable de la ciudad de Durazno, básicamente se realiza una evaluación del balance de agua a partir de los partes de funcionamiento del sistema, obtenidos de la Gerencia RANC.

Se consideran principalmente los datos de los últimos cinco años, desde el 1 de enero de 2008 hasta el 31 de diciembre de 2012.

En la siguiente [Tabla 10](#) se muestra el cuadro de balance de aguas anual y la relación pérdidas de agua /agua elevada para la ciudad de Durazno para el período comprendido entre los años 2008 a 2012.

PERÍODO	AGUA ELEVADA A LA DISTRIBUCIÓN	CONSUMOS AUTORIZADOS	PÉRDIDAS DE AGUA			PÉRDIDAS / AGUA ELEVADA
			APARENTES	REALES	TOTALES	
01/2008 al 12/2008	2.178,72	1.455,40	172,66	546,41	719,07	0,33
01/2009 al 12/2009	2.146,38	1.503,99	187,81	454,57	642,38	0,30
01/2010 al 12/2010	2.215,85	1.598,96	185,07	431,82	616,89	0,28
01/2011 al 12/2011	2.054,35	1.617,96	131,02	305,37	436,39	0,21
01/2012 al 12/2012	2.191,80	1.676,53	156,84	358,42	515,26	0,24

Tabla 10: Cuadro de balance de agua (medidas en miles de m³).

Se desprende del cuadro anterior que la relación entre las pérdidas de agua totales y el agua elevada a la distribución es del orden del 30%; variando de un 33% a un 24%, por lo que el sistema presenta a fines del año 2012 una mejora sustancial.

En la siguiente tabla se presenta el resumen de los datos y cálculos principales para la determinación de la demanda.

AÑO	2008	2009	2010	2011	2012
Población proyectada	34.711	34.961	35.213	35.466	35.721
Nro. Habitantes/Vivienda (datos Censales: 2004-2011)	3	3	3	3	3
Cantidad de viviendas	10.025	10.923	11.903	12.970	14.133
Población servida	34.711	34.961	35.213	35.466	35.721
Cobertura del servicio	100%	100%	100%	100%	100%
Volumen Producido (m ³ /año) (Caudal con Pérdidas)	2.178.717,8	2.146.376,8	2.215.845,3	2.054.352,6	2.191.800,6
Consumos Autorizados (m ³ /año) (Caudal sin Pérdidas)	1.455.400	1.503.990	1.598.960	1.617.960	1.676.530
Pérdidas Aparentes (m ³ /año)	172.660	187.810	185.070	131.020	156.840
Pérdidas Reales (m ³ /año)	546.410	454.570	431.820	305.370	358.420
Pérdidas Totales/Agua Elevada (ANC)	33%	30%	28%	21%	24%
Demanda con pérdidas incluidas (lppd)	172	168	172	159	168
Demanda sin pérdidas (lppd)	115	118	124	125	129
% de pérdidas reales (respecto del total de agua elevada)	25%	21%	19%	15%	16%
% de pérdidas reales (respecto del consumo real)	38%	30%	27%	19%	21%
% de pérdidas aparentes (respecto del total de agua autorizada)	12%	12%	12%	8%	9%
% de pérdidas aparentes (respecto del total de agua elevada)	8%	9%	8%	6%	7%
Consumo real (m ³ /año)	1.628.060	1.691.800	1.784.030	1.748.980	1.833.370
Dotación media (lppd)	129	133	139	135	141

Tabla 11: Determinación de la demanda actual

Los principales supuestos y consideraciones utilizadas para la determinación de la demanda fueron los siguientes:

- Se asume el 100% de cobertura del servicio, dato sugerido por técnicos de OSE.
- La demanda sigue la siguiente expresión:

$$\text{Demanda(lppd)} = \frac{\text{Vol producido (l/d)}}{\text{hab. Servidos}}$$

- Los habitantes servidos se determinan mediante la siguiente expresión:

$$\text{hab. Servidos} = P_{\text{tot.}} \% \text{ cobertura}$$

- El consumo real sigue la siguiente expresión:

$$\text{Consumo real(L/d)} = \text{Consumo Autorizado(L/d)} + \text{Pérdidas Aparentes(L/d)}$$

- Los datos para las pérdidas reales y aparentes fueron proporcionados en los cuadros de balances de agua anuales para la ciudad de Durazno por la Gerencia RANC. Se observa a partir de esta información, durante el período de cinco años evaluado (enero de 2008 a diciembre 2012), se registra una incidencia de pérdidas por roturas, fugas en redes y rebalses en depósitos de distribución o reserva que varía del 25% al 15%, con tendencia a disminuir año a año. En cuanto a pérdidas por errores de micromedición o consumos clandestinos, se registra un valor promedio del 8% del total del agua elevada anual, el cual se corresponde con un 11% promedio de pérdidas aparentes en relación con consumos autorizados.

Como resultado para el año 2012 se estima que las pérdidas totales significarán un 24% del total de agua elevada.

Con base en los supuestos y condiciones mencionadas se determina la dotación media a partir de la siguiente expresión:

$$\text{Dot. media(lppd)} = \frac{\text{consumo real(L/d)}}{P_{\text{tot}}}$$

Los valores obtenidos para la dotación media en la actualidad son de **141 lppd** para una cobertura del 100%.

- En la localidad de Durazno no existen industrias que se abastezcan del sistema de distribución de agua potable de OSE. Se destacan como grandes consumidores la Planta de Depuración de líquidos residuales de OSE y la Base Aérea Nº2. La dotación de estos centros está incluida en la dotación media actual ya que el volumen de agua facturada incluye estos consumos.

3.2 PROYECCIÓN DE LA DEMANDA

Para el cálculo de la proyección de la demanda se asumen las siguientes premisas:

- La proyección de población según lo presentado en el ítem 4.3 anterior de este Informe.
- La cobertura del servicio se considera de un 100% y se mantiene al año 2040.
- Dotación media: posee un valor inicial (al 2012) de 141 lppd. Se realiza un estudio para determinar la dotación media al final del periodo de previsión.

3.2.1 Estimación de la dotación media

Se realiza un estudio del valor de la dotación para definir el valor a asumir en el año 2014 debido a que el valor obtenido linealmente es un poco superior a los valores asumidos habitualmente, por lo que se decide estudiar dos alternativas.

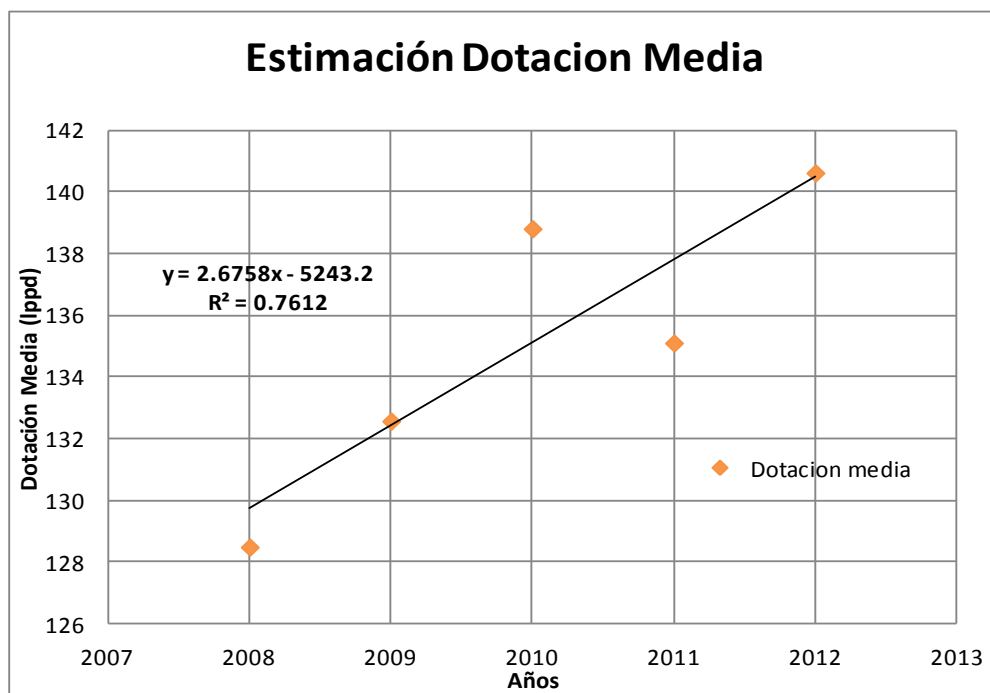


Gráfico 11: Estimación de la dotación media en forma lineal.

La primer alternativa, adoptando como constante hasta el 2014 el valor de la dotación para el año 2020 en 162 lppd. Y la segunda, adoptando como constante el valor para el año 2035 de 200 lppd hasta el final del periodo de previsión. A continuación se presentan tabuladas ambas opciones.

ESTIMACIÓN			
AÑO	Dotación media (lppd)	OPCIÓN 1	OPCIÓN 2
2008	129	129	129
2009	133	133	133
2010	139	139	139
2011	135	135	135
2012	141	141	141
2015	149	149	149
2020	162	162	162
2025	175	162	175
2030	189	162	189
2035	202	162	200
2040	215	162	200

Tabla 12: Estudio de Dotación media

Fundamentalmente se asume para la elección, que la población irá incrementando los usos del agua incurriendo en un mayor confort de los hogares, y que mediante la implementación por parte de OSE de programas de saneamiento se prevé que el porcentaje de cobertura aumente, aumentando así la dotación. Se elije entonces la opción 2, sabiendo que si bien el valor de 200 lppd es un valor que hoy en día se adopta para Montevideo y no para las ciudades del interior del país (150 lppd), es un valor asumido para dentro de un periodo mayor a 10 años, y en el que los cambios en cuanto a mejora de la calidad de vida está en incremento.

- Línea de base año 2013: se supone que se mantiene la tendencia en los siguientes parámetros:
 - ✓ *Índice de Agua no Contabilizada (ANC): se adopta un valor de 23,5 %.*
 - ✓ *Incidencia de las pérdidas físicas: 16,4% del agua elevada; en consecuencia la incidencia de las pérdidas aparentes es de 7,1%.*

Para modelar la evolución de las pérdidas físicas en el sistema, es necesario considerar un escenario el que se mantiene el porcentaje de pérdidas físicas respecto del volumen total elevado. La hipótesis considerada para modelar la evolución de las pérdidas físicas en el sistema, se basa en mantener constante el porcentaje de las mismas respecto del volumen total elevado.

3.2.2 Determinación de la demanda futura

Bajo las hipótesis mencionadas se asume un valor del 16% para las pérdidas físicas, constante para todo el período con respecto al total del agua elevada, indicado en la [Tabla 11](#).

Para la determinación de la demanda futura es necesario contar con el valor del coeficiente de pico máximo diario K1. Este se determina en función de la evolución del caudal diario elevado a lo largo del último año completo hasta el momento, que en este caso es el que corresponde al período comprendido entre mayo 2009 a abril 2010. El valor obtenido para K1 se asume constante a lo largo del período de diseño. Los cálculos realizados para la determinación del coeficiente de pico máximo diario se muestran en la sección [3.2.3](#).

En la [Tabla 13](#) se resumen los cálculos realizados para la determinación de la demanda para el período de diseño en función de los supuestos mencionados en la sección [3.2](#).

La capacidad de producción requerida para el año 2040 será de aproximadamente **650 m³/h**.

AÑO	2012	2015	2020	2025	2030	2035	2040
Población	35.721	36.498	37.830	39.210	40.641	42.125	43.662
Nivel de Cobertura	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Dotación (lppd)	141	149	162	175	189	200	200
Consumo Medio Total (m ³ /d)	5022,9	5421,3	6125,2	6873,4	7668,0	8424,9	8732,4
Consumo Medio Total (m ³ /año)	1.833.370,0	1.978.763,1	2.235.715,3	2.508.787,4	2.798.813,6	3.075.101,9	3.187.330,5
Demanda Media (m ³ /día)	5979.7	6453.9	7292.0	8182.6	9128.6	10029.7	10395.7
Pérdidas Reales sobre Producido	16%	16%	16%	16%	16%	16%	16%
Pérdidas Reales sobre Consumo Real	21%	21%	21%	21%	21%	21%	21%
K1 (Coeficiente Máximo Diario)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Demanda Máxima Diaria (m ³ /d)	8969,5	9680,8	10.937,9	12.273,9	13.692,8	15.044,5	15.593,6
Capacidad Producción Requerida (m ³ /h)	374	403	456	511	571	627	650

Tabla 13: Demanda para el periodo de previsión.

3.2.3 Coeficiente de Pico Máximo Diario K1

Para estimar el valor del coeficiente K1, se tomarán en consideración los valores de producción mensual de un año entero, en este caso se cuenta con los datos del periodo comprendido desde enero 2009 hasta abril 2010; y en base a los meses de mayor producción, se analizará la curva de evolución diaria del mes para el que se registre el mayor consumo.

En las [Tabla 14](#) se presenta un resumen de los partes diarios de agua elevada a la distribución para el periodo mencionado y en la [Tabla 15](#) se expresan los valores máximos y los meses en los cuales se dan estos máximos.

MES	MÁXIMO	MÍNIMO	PROMEDIO	DÍAS
may-09	7466	4991	5864	31
jun-09	6192	4452	5543	30
jul-09	7406	4341	5513	31
ago-09	6102	4796	5382	31
sep-09	5790	4502	5299	30
oct-09	6325	4442	5375	31
nov-09	6750	4084	5720	30
dic-09	7030	5216	5936	31
ene-10	7754	4785	6363	31
feb-10	8316	4697	6636	28
mar-10	7609	5233	6471	31
abr-10	7093	4263	6129	15

Tabla 14: Partes diarios.

MES	PROMEDIO	CONSUMO MÁXIMO		CONSUMO MÍNIMO	
	(m ³ /d)	(m ³)	FECHA	(m ³)	FECHA
may-09	5864	7466	03/05/09	4991	19/05/09
jun-09	5543	6192	18/06/09	4452	21/06/09
jul-09	5513	7406	11/07/09	4341	12/07/09
ago-09	5382	6102	10/08/09	4796	16/08/09
sep-09	5299	5790	24/09/09	4502	18/09/09
oct-09	5375	6325	29/10/09	4442	01/10/09
nov-09	5720	6750	02/11/09	4084	05/11/09
dic-09	5936	7030	15/12/09	5216	01/12/09
ene-10	6363	7754	06/01/10	4785	05/01/10
feb-10	6636	8316	11/02/10	4697	05/02/10
mar-10	6471	7609	02/03/10	5233	18/03/10
abr-10	6129	7093	02/04/10	4263	14/04/10

Tabla 15: Consumos máximos y mininos.

El promedio anual indicado en la [Tabla 16](#) es un promedio ponderado de los promedios mensuales tabulados.

PROMEDIO ANUAL	5836	
CONSUMO MÁXIMO	8316	11-02-10
CONSUMO MÍNIMO	4084	05-11-09

Tabla 16

Se desprende de la tabla anterior que el mes de máximo consumo corresponde al mes de febrero de 2010, con un consumo máximo diario de 8316 m³.

Se muestra en el [Gráfico 12](#) la evolución mensual del agua elevada para el mes de máximo consumo y por lo tanto también el día de máximo consumo de ese mes.

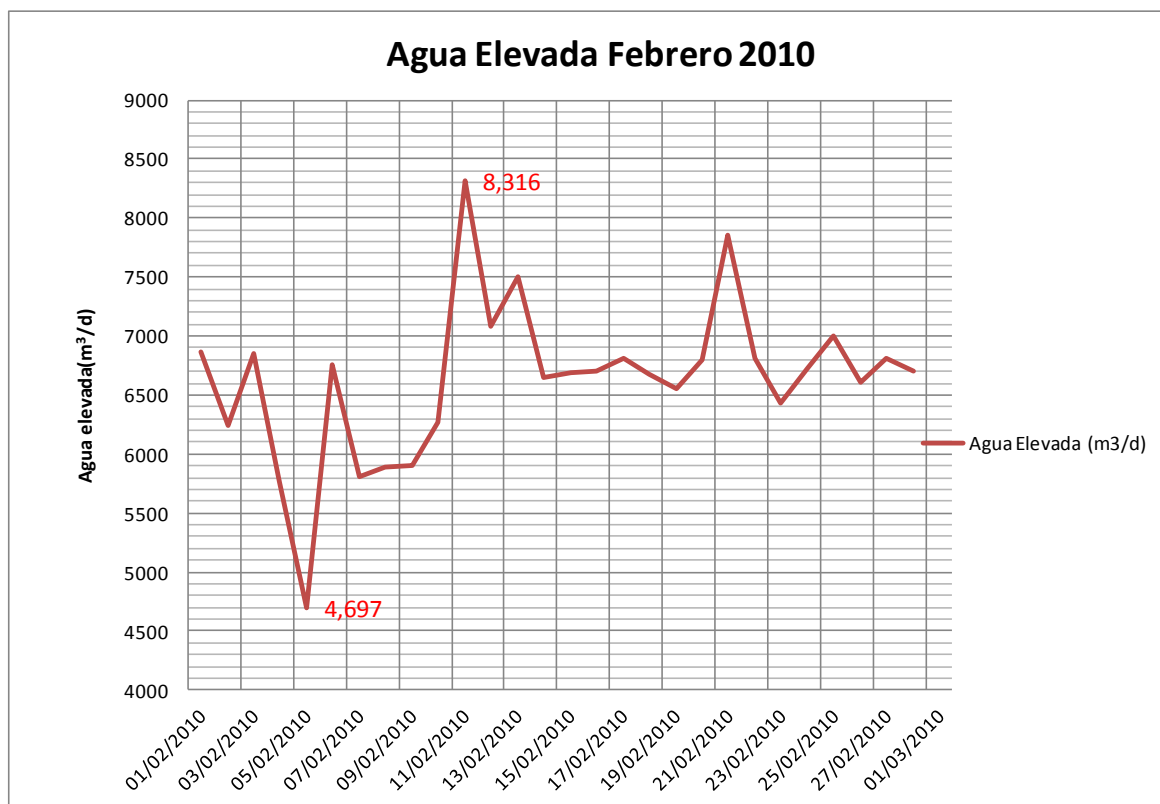


Gráfico 12: Evolución del agua elevada en el mes de máximo consumo del periodo.

Se determina el valor del coeficiente de pico máximo diario de acuerdo a la siguiente expresión:

$$K1 = \frac{\text{consumo máximo diario (m}^3\text{/d)}}{\text{consumo medio anual (m}^3\text{/d)}} = \frac{8316 \text{ m}^3\text{/d}}{5836 \text{ m}^3\text{/d}} = 1,42$$

Entonces el valor para K1 resulta igual a **1,42**. Se asume por la cercanía al calculado y para estar del lado de la seguridad un valor de K1 para la determinación de la demanda futura de **1,5**, coincidiendo con el valor establecido en la Norma Interna de OSE.

4. DISEÑO DE LA NUEVA PLANTA DE TRATAMIENTO

4.1 PRE-OXIDACIÓN

La pre-oxidación del agua bruta se realizará mediante dióxido de cloro generado in situ con tecnología de última generación totalmente exenta de cloro elemental (ECF – Elemental Chlorine Free), considerada más saludable y ecológicamente correcta, debido a que no forma trihalometanos y organoclorados perjudiciales para la salud.

4.1.1 Dióxido de Cloro

4.1.1.1 Dosis

La dosis recomendada por la empresa PROAGUA representante local e importador del producto PURATE es de 1,0 mg/L. Una vez que la planta entre en funcionamiento se harán los ajustes de la dosis del producto, pudiéndose Comenzar con dosis menores e ir evaluando su impacto en el tratamiento.

4.1.1.2 Consumo

El consumo de dióxido de cloro se calcula como el producto de la dosis por el caudal de agua bruta.

$$\text{Consumo} = D \cdot Q_{\text{diseño}} \cdot T$$

Siendo:

Consumo	consumo de producto (g/día).
D	dosis del producto (mg/L).
Q _{diseño}	caudal de diseño, coincidente con el de agua bruta (m ³ /h).
T	horas de operación de la planta por día (24 h/día).

Para el caudal de diseño de agua bruta de 700 m³/h y una dosis máxima de 1,0 mg/L se tiene un consumo diario de 16.800g de dióxido de cloro, que mensualmente asciende a 504 kg.

Año	2013	2015	2020	2025	2030	2035	2040
Caudales(m ³ /h)	374	403	456	511	571	633	700
Producto	Consumo(kg/d)						
ClO ₂	8,98	9,67	10,94	12,26	13,70	15,19	16,80
PURATE	39	42	48	54	60	66	73
H ₂ SO ₄	40	43	48	54	61	67	74

Tabla 17: Consumo en kg/día de Dióxido de Cloro, PURATE y ácido sulfúrico 78%, según caudal de agua bruta

Para lograr producir el producto in situ se deberá tener 2 tanques contenedores, uno para el producto patentado e importado PURATE y el otro tanque para el ácido sulfúrico 78% necesario para la mezcla dentro del reactor SV-Pure. Las cantidades de ácido sulfúrico y PURATE necesarias para la producción de dióxido de cloro se muestran en la tabla anterior y se considera en los cálculos de estimación de consumo la eficiencia de la reacción que se produce dentro del reactor. La misma supera el 95%, según datos proporcionados por la empresa proveedora. A los efectos del cálculo se consideró ese valor de eficiencia.

4.1.1.2.1 Eficiencia de la reacción MAYOR 95%

4,15 kg de Purate + 4,20 kg de ácido sulfúrico 78% → 1kg de dióxido de cloro(ClO₂)

Datos:

PURATE densidad 1,377 kg/L
 H₂SO₄ densidad 1,75 kg/L

Volumen (L/d)								
Producto	Densidad(kg/L)	2013	2015	2020	2025	2030	2035	2040
PURATE	1,377	28	31	35	39	43	48	53
H ₂ SO ₄	1,71	23	25	28	32	35	39	43

Tabla 18: Consumos diarios en volumen de los productos químicos

4.1.1.3 Dilución

El caudal de producto diluido necesario para lograr la dosis deseada en el punto de aplicación, ubicado a la entrada de la planta en la tubería de ingreso del agua bruta, se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$q(\text{ClO}_2) = \frac{Q D}{C_{\text{prod}}}$$

Siendo:

q_{prod} caudal de producto a dosificar (mg/L).
 Q caudal de agua en el punto de dosificación (m³/h).
 C_{prod} concentración del producto (g/L).
 D dosis del producto a aplicar (mg/L).

Para una concentración de solución del 5% se tiene un caudal de 1,4m³/h.

$$q(\text{ClO}_2) = \frac{Q D}{C_{\text{prod}}} = \frac{(700 \text{ m}^3/\text{h})(1\text{g}/\text{m}^3)}{(10)(0,05 \text{ g}/\text{L})} = 1400 \text{ L}/\text{h}$$

La bomba en línea trabaja a 7 kg/cm² de modo de asegurar un correcto funcionamiento del equipo generador de dióxido, en caso de no mantenerse estable el valor de presión, el generador tiene alarmas que hacen que se detenga la producción.

4.1.1.4 Tanques de acopio

El consumo mensual en volumen de los productos químicos se detalla en la siguiente tabla:

Volumen (L/mes)								
Producto	Densidad(kg/L)	2013	2015	2020	2025	2030	2035	2040
PURATE	1,377	854	921	1042	1167	1304	1446	1599
H ₂ SO ₄	1,71	696	750	849	951	1063	1178	1303

Tabla 19: Consumo mensual de PURATE y ácido sulfúrico

Entonces, con 2 depósitos de 1600 L cada uno, se cubre las necesidades de un mes de productos necesarios para la generación en sitio del dióxido de cloro para el caudal de diseño, sin embargo en los primeros 12 años de proyecto sería suficiente con tanques de 1200 L. Todos los depósitos deberán ser del tipo mencionado en el punto 11.3.6 de la Memoria Descriptiva y deberán ser instalados de forma de evitar que eventuales derrames accidentales de productos produzcan la mezcla fuera del reactor.

4.2 TUBERÍA DE ENTRADA

El diseño de la tubería de entrada al canal de ingreso se realiza mediante una tubería con entrada en flor. Asumiendo conocido el tirante al inicio del canal de ingreso, para que verifique el valor del tirante de entrada en la unidad Parshall, se determina la altura del chorro libre sobre la tubería de ingreso.

Para ello se utilizan las siguientes fórmulas¹ discriminando en función de los datos para el diámetro de la tubería de ingreso y el caudal.

- Si $H < 0,4D \rightarrow Q = 5,47D^{1,25}H^{1,35}$
- Si $H > 1,4D \rightarrow Q = 3,15D^{1,99}H^{0,53}$
- Si $0,4D < H < 1,4D \rightarrow$ Utilizar ambas ecuaciones y tomar la media.

Siendo,

Q en m³/s el caudal
 D en m el diámetro de la tubería de ingreso
 H en m la altura del chorro

Para los valores de diámetro y caudal:

D(m)	0,4
Q(m ³ /s)	0,19444

Tabla 20

Resulta que un valor de H de 0,18 m.

H(m)	0,197	➡ Si $H < 0,4D$ NO SE VERIFICA
0.4D	0,16	

H(m)	0,163	➡ Si $H > 1,4D$ NO SE VERIFICA
1.4D	0,56	

		H(m)	➡ Hpromedio(m)
0.4 D	0,160	0,197	
1.4 D	0,56	0,163	
			0,180

¹ www.fao.org/docrep/t08485/t0848506.htm#topofpage

4.3 PRE-ALCALINIZACIÓN

El alcalinizante recomendado habitualmente por OSE es el Carbonato de Sodio o comúnmente llamado Ceniza de Soda por lo que adopta como el producto químico a dosificar en caso de ser necesario.

4.3.1 Dosis

Sabiendo que 1 mg/L de sulfato de aluminio consume 0,45 mg/L como CaCO_3 de alcalinidad, para la dosis media de coagulante de 74 mg/L, se tiene un consumo de alcalinidad de 33,3 mg/L como CaCO_3 .

Estableciendo como criterio una alcalinidad *mínima para el agua tratada de 20 mg/L*, se tiene que la alcalinidad del agua bruta no puede descender de 53,3 mg/L como CaCO_3 sin prescindir de la aplicación de alcalinizante.

Se realiza un histograma de frecuencias de la alcalinidad del agua bruta, a partir de los datos obtenidos en las planillas de operación de la planta existente. Se presentan a continuación los datos y el grafico del mismo.

Alcalinidad(mg/L)	Frecuencia(días/año)
10-20	6
21-30	41
31-40	51
41-50	45
51-60	53
61-70	34
71-80	17
81-90	11
91-100	7
101-110	21
111-120	4

Tabla 21: Tabla de datos alcalinidad y frecuencia (días/año)

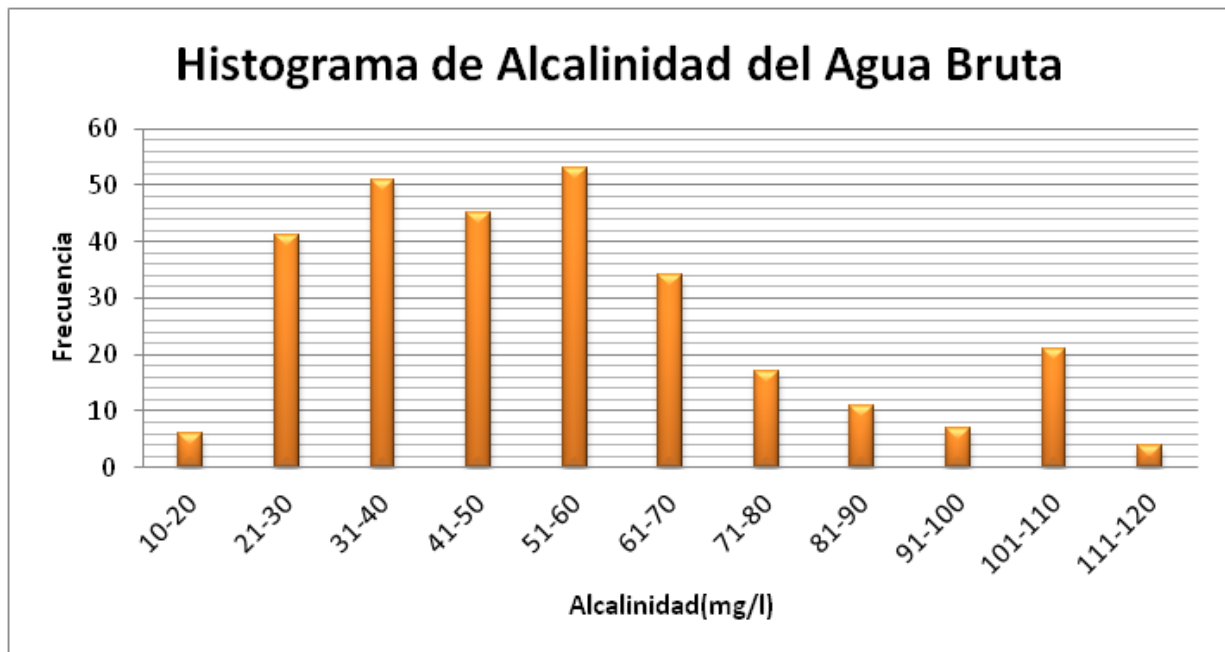


Gráfico 13: Histograma de alcalinidad del agua bruta

Del histograma se concluye que en cerca de 160 días al año la alcalinidad del agua bruta es menor a 53 mg/L como CaCO_3 , y por tanto sería necesaria la aplicación de alcalinizante.

Para estimar un consumo, se asume que en esos 160 días la alcalinidad del agua bruta toma un valor de 20 mg/L como CaCO_3 (mínimo valor registrado en las planillas de operación). En estas condiciones además se asume que la dosis de coagulante se corresponde con la media de 74 mg/L.

Para obtener esta dosis de soda se realiza el siguiente cálculo:

$$\text{Alcalinidad agua bruta} + \text{Alcalinidad aumentada (dosis de soda)} - \text{alcalinidad consumida} = \text{alcalinidad tratada}$$

Donde,

Alc. Tratada Alcalinidad en el agua tratada = 20 mg/L de CaCO_3

Alc. bruta Alcalinidad en el agua bruta = 20 mg/L de CaCO_3

$$\text{Alcalinidad consumida por coagulante} = 74 (0,45) = 33,3 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \text{ de } \text{CaCO}_3$$

$$\text{Alcalinidad aumentada por soda} = 1,25(\text{dosis de soda})$$

$$\frac{20\text{mg}}{\text{L}} \text{ de } \text{CaCO}_3 + 1,25(\text{dosis de soda}) - 33,3 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \text{ de } \text{CaCO}_3 = 20 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

$$\text{dosis de soda} = \frac{33,3 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \text{ de } \text{CaCO}_3}{1,25} = 26,7 \text{ mg/L}$$

Por tanto se concluye que para una alcalinidad del agua bruta de 20 mg/L de CaCO_3 y asumiendo una dosis media de coagulante de 74 mg/L, la dosis a aplicar de ceniza de soda es de 26,7 mg/L.

4.3.2 Consumo

Para la dosis determinada en el punto anterior, se determina el consumo diario de producto comercial siguiente forma:

$$\text{Consumo} = \frac{Q D T}{p}$$

Siendo,

Q caudal de diseño de la planta (m^3/h).

D dosis de Ceniza de Soda (mg/L).

T tiempo de operación de la planta (24 hs).

p pureza del producto (%).

$$\text{Consumo} \left(\frac{\text{kg}}{\text{d}} \right) = \frac{\left(700 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) \left(26,7 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \right) 24\text{h}}{99,2} = 452 \frac{\text{kg}}{\text{d}}$$

Se estima que en 160 días al año ocurre la necesidad de dosificar pre-alcalinizante, y asumiendo que en el peor de los casos la dosis a aplicar es la correspondiente a una alcalinidad mínima del agua bruta, resulta en un consumo máximo estimado anual del producto aproximado de 72,32 toneladas.

$$\text{Consumo anual} = \text{Consumo diario} \cdot 160 \frac{\text{d}}{\text{año}} = \left(452 \frac{\text{kg}}{\text{d}} \right) \left(160 \frac{\text{d}}{\text{año}} \right) = 72320 \frac{\text{kg}}{\text{año}}$$

El producto se comercializa en bolsas de 45 kg, y por tanto el consumo anual sería de unas 1607 bolsas.

4.3.3 Preparación de la solución

Se selecciona una concentración de la solución del 10% en peso. Para una única preparación diaria de la solución es necesario mezclar 452 kg de ceniza de soda (Consumo diario) con 4068 litros de agua.

$$C = \frac{m \text{ soluto}}{m \text{ soluto} + m \text{ solvente}} 100 = \frac{452\text{kg}}{452\text{kg} + 4068 \text{ kg}} 100 = 10\%$$

$$\text{Volumen soluto} = \frac{\text{masa soluto}}{\gamma} = \frac{452\text{kg}}{2,5 \frac{\text{kg}}{\text{L}}} = 180,8 \text{ L}$$

$$\text{Vol solución} = \text{Vol soluto} + \text{Vol solvente} = 180,8 \text{ L} + 4068 \text{ L} = 4248,8 \text{ L}$$

Para un peso específico del producto de $2,5 \text{ kg}/\text{dm}^3$ se tiene un volumen efectivo del producto de 180,8 L y por tanto un volumen necesario de solución de 4250 L.

4.3.4 Caudal de dosificación

El caudal de dosificación se determina a partir de la siguiente igualdad:

$$q_{\text{sol dosif}} = \frac{Q D}{10 C_{\text{sol dos}}} = \frac{\left(700 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right) \left(26,7 \frac{\text{mg}}{\text{L}}\right)}{10 (10\%)} = 186,9 \text{ L}$$

Con,

$q_{\text{sol dosif}}$ caudal de producto a dosificar (L/h).
 Q caudal de agua en el punto de dosificación (m^3/h).
 D dosis del producto a aplicar (mg/L).
 $C_{\text{sol dos}}$ concentración de la solución a dosificar (%).

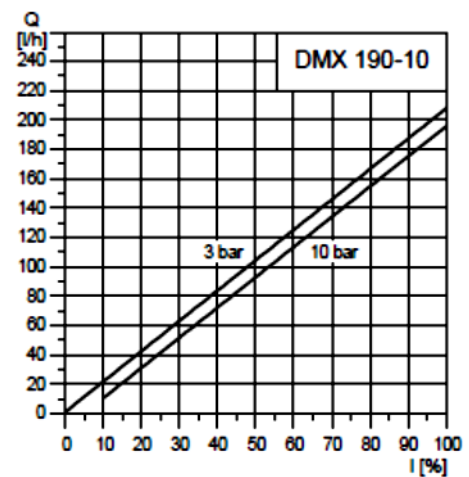
Para una dosis de 26,7 mg/L se tiene un caudal de solución preparada de 186,9 L/h.

Marca	Modelo	Caudal(l/h)	Presión Máxima(BAR)	Motor	Volumen carrera(cm^3)	Frecuencia emboladas(n/min)	Peso(kg)
				Potencia(W)			
GRUNDFOS	DMX190	190	10	370	18,5	175	30

Tabla 22: Características equipo de bombeo.



DMX 190-10



Dosis(mg/L)	Caudal(L/h)	% Carrera
26,7	186,9	98

Tabla 23

4.4 MEZCLA RÁPIDA

La selección del medidor Parshall se realizó consultando bibliografía técnica disponible, se muestra en la siguiente tabla de selección²:

Q (L/s)	W = 3"		W = 6"		W = 9"		W = 12"	
	H _a [m]	U [m/s]	H _a [m]	U [m/s]	H _a [m]	U [m/s]	H _a [m]	U [m/s]
20	0,25	1,6						
30	0,31	2,0						
50	0,45	2,2	0,28	1,8				
75			0,36	2,0	0,27	1,8		
100			0,44	2,3	0,34	2,0	0,28	1,8
150					0,44	2,3	0,37	2,0
200							0,45	2,2

Fonte: PARLATORE, A. C. *Técnica de abastecimento e tratamento de água*, vol II. São Paulo, CETESB, 1974.

De acuerdo a los caudales tabulados se puede observar que para el caudal de diseño, el tamaño adecuado para el dimensionado del canal Parshall es de 12".

4.4.1 Gradiente de velocidad y Tiempo de Mezcla

Se realizan los cálculos necesarios para la determinación del gradiente de velocidad y tiempo de mezcla en el dispositivo de mezcla rápida.

Para ello se toman los valores de parámetros necesarios en el cálculo del caudal que circula por el Parshall:

$$Q = K \cdot H^n$$

Donde,

Q es el caudal en m³/s,
 H es la altura en m

W		n	k	
pulgadas	cm		métricas	inglesas
1'	30,5	1,522	0,69	

Fuente: Azevedo Netto. J.M de Manual de hidráulica

6ta Edición Sao Pablo

Tabla 24: Tabla de parámetros k y n para el cálculo del caudal circulante en un medidor Parshall

Los cálculos se realizaron para temperaturas de 2°C y 15°C, y caudales de inicio y fin de proyecto, de acuerdo al procedimiento contenido en la bibliografía consultada³.

² Hidráulica Aplicada às Estacoes de Tratamento de Agua-5ªedicao-Marcos Rocha Vianna

³ Tratamento de Agua. Carlos A.Richter-J. Azevedo Netto

Paso	Datos	Valores	Unidades	Fórmula	Cálculos	Resultado	Unidad	Salida
1	Caudal-Q	0,104	m3/s					
	Tamaño garganta W	0,305	m	$Q=k \cdot H^n$				
	K	0,69						
	n	1,522		$H_o=(Q/k)^{1/n}$	$H_o=(0,104/0,69)^{(1/1,522)}$	0,288	m	Altura de agua en la sección de medición
2	Dimensiones estandarizadas D	0,845	m	$D'=(2/3)(D-W)+W$	$D'=(2/3) \cdot (0,845-0,305)+0,305$	0,665	m	Largo del Parshall en la sección de medición
3				$V_o=Q/D' \cdot H_o$	$V_o=(0,104/(0,665 \cdot 0,2811))$	0,542	m/s	velocidad en la secc de medición
4				$q=Q/W$	$q=0,104/0,305$	0,341	m3/s/m	caudal específico en la garganta del Parshall
5	Dimensiones estandarizadas N	0,229	m	$E_o=(V_o^2/2 \cdot g)+H_o+N$	$E_o=(0,542^2/2 \cdot 9,8)+0,288+0,229$	0,532	m	Carga hidráulica disponible
	g=9,8	9,8	m/s2					
6						-0,51506552		
				$\cos \phi = -(g \cdot q) / ((2/3) \cdot g \cdot E_o)^{1,5}$	$\cos \phi = -(9,8 \cdot 0,341) / ((2/3) \cdot 9,8 \cdot 0,532)^{1,5}$	$\cos \phi = -0,51506552$		Resolución de la ecuación
						$\phi = 121^\circ$		$E_o=(V_1^2/2 \cdot g)+(q/V_1)$
7				$V_1=2 \cdot (((2 \cdot g \cdot E_o)/3)^{0,5}) \cdot \cos(\phi/3)$	$V_1=2 \cdot (((2 \cdot 9,8 \cdot 0,532)/3)^{0,5}) \cdot \cos(40,33)$	2,84	m/s	velocidad antes del resalto
8				$h_1=(q/v_1)$	$h_1=(0,341/2,84)$	0,1199	m	Altura de agua antes del resalto
9				$F_1=(V_1/\text{raiz}(g \cdot h_1))$	$F_1=(2,84/\text{raiz}(9,8 \cdot 0,1199))$	2,623		Número de Froude
10				$h_2=(h_1/2) \cdot (\text{raiz}(1+8 \cdot F_1^2)-1)$	$h_2=(0,1199/2) \cdot (\text{raiz}(1+8 \cdot 2,623^2)-1)$	0,39	m	Altura de resalto
11				$V_2=(Q/wh_2)$	$V_2=(0,104/0,305 \cdot 0,39)$	0,88	m/s	velocidad en el resalto
12	Dimensiones estandarizadas K	0,076	m	$h_3=h_2-(N-K)$	$h_3=0,39-(0,229-0,076)$	0,24	m	Altura de sección de salida
13	Dimensiones estandarizadas C	0,61	m	$V_3=(Q/Ch_3)$	$V_3=(0,104/0,61 \cdot 0,24)$	0,723	m/s	velocidad en el resalto
14				$h_f=(h_2-h_1)^2/(4 \cdot h_1 \cdot h_2)$	$h_f=(0,39-0,1199)^2/(4 \cdot 0,1199 \cdot 0,39)$	0,39	m	pérdida de carga en el resalto
15	Dimensiones estandarizadas G'	0,915	m	$T=(2 \cdot G'/(V_2+V_3))$	$T=(2 \cdot 0,915/(0,88+0,723))$	1,144	s	Tiempo de mezcla
16	Peso específico γ	999,19	kg/m3					
	Coeficiente de viscosidad cinemática μ	1,15E-04	kgs/m2	$G=\text{raiz}(\text{gama}/\mu)(h_f/T)$	$G=\text{raiz}(999,19/1,145 \cdot 10^{-4})(0,391/1,14)$	1720	s ⁻¹	Gradiente de velocidad
								T=15°C
16'	Peso específico γ	999,94	kg/m3					
	Coeficiente de viscosidad dinámica	1,67E-04	kgs/m2	$G=\text{raiz}(\text{gama}/\mu)(h_f/T)$	$G=\text{raiz}(999,94/1,674 \cdot 10^{-4})(0,391/1,14)$	1423	s ⁻¹	Gradiente de velocidad
								T=2°C

Tabla 25: Determinación de G y T para caudal inicio proyecto 0,104m³/s

Paso	Datos	Valores	Unidades	Fórmula	Cálculos	Resultado	Unidad	Salida
1	Caudal-Q	0,194	m ³ /s					
	Tamaño garganta W	0,305	m	$Q=k \cdot H^n$				
	K	0,69						
	n	1,522		$H_o=(Q/k)^{1/n}$	$H_o=(0,104/0,69)^{(1/1,522)}$	0,434	m	Altura de agua en la sección de medición
2	Dimensiones estandarizadas D	0,845	m	$D'=(2/3)(D-W)+W$	$D'=(2/3) \cdot (0,845-0,305)+0,305$	0,665	m	Largo del Parshall en la sección de medición
3				$V_o=Q/D' \cdot H_o$	$V_o=(0,104/(0,665 \cdot 0,2811))$	0,671	m/s	velocidad en la secc de medición
4				$q=Q/W$	$q=0,104/0,305$	0,636	m ³ /s/m	caudal específico en la garganta del Parshall
5	Dimensiones estandarizadas N	0,229	m	$E_o=(V_o^2/2 \cdot g)+H_o+N$	$E_o=(0,542^2/2 \cdot 9,8)+0,288+0,229$	0,686	m	Carga hidráulica disponible
	g=9,8	9,8	m/s ²					
6				$\cos \phi = -(g \cdot q) / ((2/3) \cdot g \cdot E_o)^{1,5}$	$\cos \phi = -(9,8 \cdot 0,341) / ((2/3) \cdot 9,8 \cdot 0,532)^{1,5}$	$\cos \phi = -0,65630067$		Resolución de la ecuación
						$\phi = 131^\circ$		$E_o=(V_1^2/2 \cdot g)+(q/V_1)$
7				$V_1=2 \cdot (((2 \cdot g \cdot E_o)/3)^{0,5}) \cdot \cos(\phi/3)$	$V_1=2 \cdot (((2 \cdot 9,8 \cdot 0,532)/3)^{0,5}) \cdot \cos(43,67)$	3,064	m/s	velocidad antes del resalto
8				$h_1=(q/v_1)$	$h_1=(0,341/2,84)$	0,208	m	Altura de agua antes del resalto
9				$F_1=(V_1/\text{raiz}(g \cdot h_1))$	$F_1=(2,84/\text{raiz}(9,8 \cdot 0,1198))$	2,148		Número de Froude
10				$h_2=(h_1/2) \cdot (\text{raiz}(1+8 \cdot F_1^2)-1)$	$h_2=(0,1199/2) \cdot (\text{raiz}(1+8 \cdot 2,623^2)-1)$	0,535	m	Altura de resalto
11				$V_2=(Q/wh_2)$	$V_2=(0,104/0,305 \cdot 0,39)$	1,188	m/s	velocidad en el resalto
12	Dimensiones estandarizadas K	0,076	m	$h_3=h_2-(N \cdot K)$	$h_3=0,39-(0,229-0,076)$	0,382288363	m	Altura de sección de salida
13	Dimensiones estandarizadas C	0,61	m	$V_3=(Q/Ch_3)$	$V_3=(0,104/0,61 \cdot 0,24)$	0,831918566	m/s	velocidad en el resalto
14				$h_f=(h_2-h_1)^2/(4 \cdot h_1 \cdot h_2)$	$h_f=(0,39-0,1199)^2/(4 \cdot 0,1199 \cdot 0,39)$	0,242	m	pérdida de carga en el resalto
15	Dimensiones estandarizadas G'	0,915	m	$T=(2 \cdot G'/(V_2+V_3))$	$T=(2 \cdot 0,915/(0,88+0,723))$	0,906	s	Tiempo de mezcla
16	Peso específico γ	999,19	kg/m ³					
	Coeficiente de viscosidad cinemática μ	1,15E-04	kgs/m ²	$G=\text{raiz}(\gamma/\mu)(h_f/T)$	$G=\text{raiz}(999,19/1,145 \cdot 10^{-4})(0,391/1,14)$	1525	s ⁻¹	Gradiente de velocidad T=15°C
16'	Peso específico γ	999,94	kg/m ³					
	Coeficiente de viscosidad dinámica μ	1,67E-04	kgs/m ²	$G=\text{raiz}(\gamma/\mu)(h_f/T)$	$G=\text{raiz}(999,94/1,674 \cdot 10^{-4})(0,391/1,14)$	1262	s ⁻¹	Gradiente de velocidad T=2°C

Tabla 26: Determinación de G y T para caudal de fin proyecto 0,194m³/s

En resumen se logran los siguientes valores para G y T:

	Q(m ³ /s)	T(°C)	T(s)	G(s ⁻¹)	NC
Inicio de Proyecto	0,104	2	1,14	1423	1622
		15		1720	1961
Fin de Proyecto	0,1944	2	0,91	1262	1148
		15		1525	1271

Tabla 27: Resumen de valores inicio y fin de de proyecto.

Siendo,

N.C= G.T= Número de Camp

El punto de aplicación del coagulante será dentro del aforador Parshall en la sección previa al resalto mediante canaleta perforada mostrado en el punto 11.3.10.4, Figura 36 y 37 de la Memoria Descriptiva.

4.5 COAGULACIÓN

Para coagular el agua bruta se usara como coagulante sulfato de aluminio líquido.

4.5.1 Consumo

Como se menciona en el Punto 11.3.10.3 de la Memoria Descriptiva, el rango de dosis de sulfato de aluminio se determina en función de la información registrada en las planillas de operación de la actual planta potabilizadora.

La dosis mínima, máxima y promedio se estimaron en 39, 99 y 74 mg/L, respectivamente. El consumo de producto diario se determina multiplicando el caudal diario por la dosis a aplicar:

$$\text{Consumo} = D Q T$$

Siendo,

- Q caudal de diseño de la planta (700 m³/h).
- D dosis de Sulfato de Aluminio (mg/L).
- T tiempo de operación de la planta (24 hs).

En la siguiente tabla se muestra el consumo de producto activo para el rango de dosis seleccionado:

	Mín.	Máx.	Prom
Dosis(mg/L)	39	99	74
Consumo de Producto activo (kg/día)	655	1663	1243

Tabla 28: Consumo de sulfato de aluminio líquido

Para el sulfato de aluminio líquido, cuyo contenido de óxido de aluminio (Al₂O₃) es de 7,2%, se tiene una pureza del 42,35 %.

$$\% \text{ de } Al_2(SO_4)_3 \cdot 14H_2O = (\% Al_2O_3) \frac{600}{102}$$

$$\% \text{ de } Al_2(SO_4)_3 \cdot 14H_2O = (7,2) \frac{600}{102} = 42,35\%$$

Siendo,

$$PM \text{ Al}_2O_3 = 102$$

$$PM \text{ Al}_2(SO_4)_3 \cdot 14H_2O = 600$$

Dado que el producto presenta una pureza del 42,35 % en peso, el consumo efectivo de producto comercial es mayor. Para determinar este consumo, se divide el consumo de producto activo entre la pureza del producto comercial:

$$\text{Consumo de producto comercial} \left(\frac{\text{kg}}{\text{d}} \right) = \frac{\text{Consumo de prod activo} \left(\frac{\text{kg}}{\text{d}} \right)}{0,4235}$$

	Mín.	Máx.	Prom
Dosis(mg/L)	39	99	74
Consumo de Producto Comercial (kg/día)	1547	3927	2936

Tabla 29: Consumo diario en peso de sulfato de aluminio

Para obtener el consumo en volumen, se divide el consumo en masa del producto comercial entre la densidad del producto, considerada 1,325 Kg/L.⁴.

$$\text{Consumo de producto comercial} \left(\frac{\text{L}}{\text{d}} \right) = \frac{\text{consumo de prod activo} \left(\frac{\text{kg}}{\text{d}} \right)}{1,325 \frac{\text{kg}}{\text{L}}}$$

	Mín.	Máx.	Prom
Dosis(mg/L)	39	99	74
Consumo de Producto comercial (L/día)	1168	2964	2215

Tabla 30: Consumo diario en volumen de sulfato de aluminio

4.5.2 Depósito de almacenamiento de Sulfato de Aluminio

Para el dimensionamiento del depósito de almacenamiento se asume como criterio, establecer una frecuencia de recepción del producto de un mes (30 días) correspondiente a la dosis media del producto.

$$\text{Volumen necesario} = \frac{C_{\text{medio}} \cdot f_{\text{recepción}}}{\rho_{\text{sulfato}}}$$

Siendo:

Vnecesario	volumen necesario (m³).
Cmedio	consumo del producto comercial para dosis media (kg/d)
frecepción	frecuencia de recepción del producto (días).
Psulfato	densidad del producto (kg/L).

$$\text{Volumen necesario} = \frac{\left(2936 \frac{\text{kg}}{\text{d}} \right) 30 \text{ d}}{\left(1,325 \frac{\text{kg}}{\text{L}} \right)}$$

Entonces, se necesitan 3 depósitos de 25 m³, cada uno destinado a almacenar el volumen necesario para un mes de consumo de sulfato de aluminio.

Para estimar el rango de dosis considerado, se determina la duración del producto como el cociente del volumen del depósito seleccionado y el consumo diario:

$$\text{Duración} = \frac{V(\text{L})}{\text{Consumo diario} \left(\frac{\text{L}}{\text{d}} \right)}$$

⁴ Especificación Técnica del fabricante Química Gamma.

	Mín.	Máx.	Prom
Dosis(mg/L)	39	99	74
Consumo de Producto comercial (L/día)	1168	2964	2215
Volúmen calculado(L)	35.029	88.919	66.465
Volúmen total(L)	75.000	75.000	75.000
Duración(días)	30	30	30
Duración(días) para 3 depósitos llenos	64	25	34

Tabla 31: Duración en días del sulfato de aluminio de los depósitos

4.5.3 Dilución

Se determina el porcentaje de dilución del producto comercial para lograr una concentración en el punto de dosificación del 2%.

Se requieren 50 kg de solución al 2% por cada kilogramo de producto (activo) a dosificar:

$$\frac{D}{C} = \frac{1\text{kg}(\text{producto activo})}{\left(\frac{2\%}{100}\right)} = 50\text{kg de solución al 2\%}$$

Debido a que la riqueza del Sulfato de Aluminio es del 42,35%, se requieren 2,4kg de producto comercial por cada kg de producto activo.

$$\frac{1\text{kg}(\text{producto activo})}{\left(\frac{42,35\%}{100}\right)} = 2,4\text{kg de producto comercial}$$

El volumen del producto a incorporar se determina como la masa del producto comercial dividido por su densidad.

$$V_{\text{producto}} = \frac{\text{Masa producto}}{\rho} = \frac{2,4\text{kg}}{1,33 \frac{\text{kg}}{\text{L}}} = 1,8 \text{ L}$$

La masa de agua a incorporar al producto comercial para obtener la solución de sulfato deseada (al 2%), se determina de la siguiente forma:

$$\text{Masa de agua} = \text{Masa de solución} - \text{Masa de producto} = 50\text{kg} - 2,4 \text{ kg} = 47,6 \text{ kg}$$

Para una densidad del agua $\rho=1\text{Kg/L}$ se obtiene el volumen de agua:

$$V_{\text{agua}} = 17,6 \text{ L}$$

El volumen de la solución al 2% se determina como la suma del volumen de agua y de producto comercial:

$$V_{\text{solución}} = V_{\text{agua}} + V_{\text{producto}} = 47,6 \text{ L} + 1,8 \text{ L} = 49,4 \text{ L}$$

Finalmente se puede determinar la relación entre el volumen de producto y el volumen de solución, es decir, la fracción de producto en la solución:

$$\frac{V_{\text{producto}}}{V_{\text{solución}}} = \frac{1,8 \text{ L}}{49,4 \text{ L}} = 3,6\%$$

4.5.4 Caudales de dosificación

El producto diluido al 2% se bombea con un caudal que se determina mediante la siguiente expresión:

$$q_{\text{dilución}} = \frac{Q_{\text{diseño D}}}{C}$$

Donde C es la concentración del activo en la solución y se puede calcular como sigue:

$$C = \frac{1\text{kg}}{49,4 \text{ L}} = \frac{1000\text{g}}{49,4\text{L}} = 20,24 \frac{\text{g}}{\text{L}} \quad \text{equivalente a } C(\%)=2\%$$

Volviendo a la expresión del caudal:

$$q_{\text{dilución}} = \frac{Q_{\text{diseño D}}}{C} = \frac{\left(700 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right) \left(99 \frac{\text{g}}{\text{m}^3}\right)}{20,24 \frac{\text{g}}{\text{L}}} = 3424 \frac{\text{L}}{\text{h}}$$

Finalmente se calcula el caudal de producto comercial q, multiplicando el caudal de dilución por la fracción de producto en la solución (3,6%):

$$q = q_{\text{dilución}} (3,6\%) = 3424 \frac{\text{L}}{\text{h}} (0,036) = 123 \frac{\text{L}}{\text{h}}$$

	Mín.	Máx.	Prom
Dosis(mg/L)	39	99	74
Q (L/h)	49	123	92

Tabla 32: Caudal de dosificación en función de la dosis aplicada

Los valores expresados en la tabla anterior son los que debe cubrir el equipo de bombeo seleccionado.

Para la dosis máxima se tiene una carrera de 79% para la bomba seleccionada.

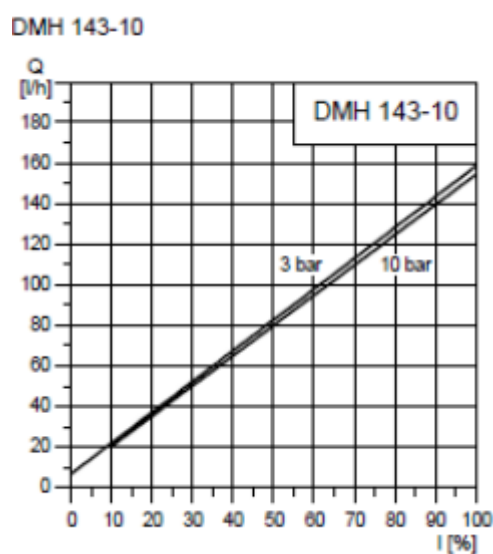


Figura 3: Bomba seleccionada.

Para el rango de dosis a aplicar se muestra a continuación el porcentaje de carrera de la bomba seleccionada:

Dosis(mg/L)	Caudal(L/h)	% Carrera
39	49	30
99	123	79
74	92	58

Tabla 33: % de carrera

4.6 AYUDANTE DE FLOCULACIÓN

Como ayudante de Floculación se decide la aplicación de polielectrolitos de tipo catiónico.

4.6.1 Consumo

De acuerdo a la dosis elegida y para el caudal de diseño se estima el consumo diario del producto de 3,39 kg/d, lo que implica que anualmente se consumirían 1240 kg.

$$\text{Consumo} = \frac{Q D T}{p}$$

Con

- Q caudal de diseño de la planta.
- D dosis de polielectrolito (mg/L).
- T tiempo de operación de la planta (24 hs).
- p pureza del producto (%).

$$\text{Consumo} = \frac{\left(700 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right) \left(0,2 \frac{\text{mg}}{\text{L}}\right) 24 \text{ h}}{99} = 3,39 \text{ Kg/d}$$

$$\text{Consumo Anual} = \text{Consumo} 365 = (3,39\text{Kg/d})365 = 1238 \text{ Kg}$$

Por tanto el consumo anual del producto asciende a aproximadamente 1240 kg.

4.6.2 Preparación de la solución

El producto deberá prepararse diariamente, mezclando 1690 L de agua con 3,39 Kg de polielectrolito. Por lo tanto se debe disponer de un depósito cuya capacidad de almacenamiento asciende a 2000 L, lográndose una solución con concentración del 2%, suficiente para cubrir el consumo diario del producto.

Consumo diario(kg)	3,39
masa soluto(kg)	3,39
masa solvente(kg)=densidad*volumen	1690
Concentración (%)	0,2

Tabla 34: Consumo de polielectrolito

4.6.3 Caudal de la dosificación

El caudal de dosificación se determina a partir de la siguiente igualdad:

$$q_{\text{solución a dosificar}} = \frac{Q D}{10 C(\%)}$$

Con:

q_sol_dosif caudal de producto a dosificar (l/h).

Q caudal de agua en el punto de dosificación (m³/h).

D dosis del producto a aplicar (mg/L).

C concentración de la solución a dosificar (%).

$$q_{\text{solución a dosificar}} = \frac{Q D}{10 C(\%)} = \frac{\left(\frac{700 \text{ m}^3}{\text{h}}\right) \left(0,2 \frac{\text{g}}{\text{m}^3}\right)}{10 (2\%)} = 70 \frac{\text{L}}{\text{h}}$$

Para una dosis de 0,2 mg/L se tiene un caudal de solución preparada de 70 L/h.

La solución se aplicará en final del canal de agua coagulada previo al ingreso al floculador mecánico mediante descarga de una tubería de 20 mm.

4.6.4 Bomba dosificadora

Para el caudal determinado en el punto anterior, es decir un caudal de 70 L/h, se selecciona la bomba dosificadora de diafragma y pistón.

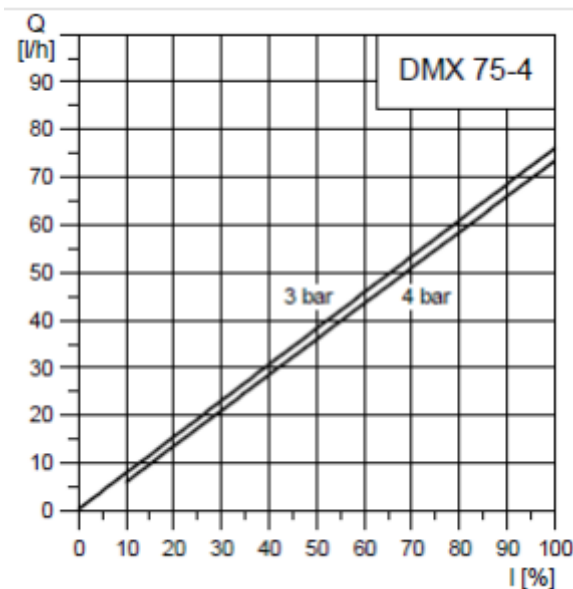


Figura 4: Bomba seleccionada.

Para la dosis elegida se tiene una carrera de 52%.

Marca	Modelo	Caudal(l/h)	Presión Máxima(BAR)	Motor	Volumen carrera(cm ³)	Frecuencia emboladas (n/min)	Peso(kg)
				Potencia(W)			
GRUNDFOS	DMX75-4	70	4	90	10,4	120	7.5

Tabla 35

4.7 BY-PASS

Se diseña un by-pass que conduce el agua coagulada desde el canal de agua coagulada hacia el sedimentador hidráulico. Para ello se verifican las pérdidas de carga que se producen en la tubería en su recorrido, con el objetivo de evitar el remanso del agua hacia en canal Parshall, influyendo en los tirante de funcionamiento diseñados para esta unidad de mezcla rápida.

Para los datos siguientes se calculan las pérdidas mencionadas:

Q(m ³ /h)	700
Q(m ³ /s)	0,1944
D (m)	0,4
Material	FD
Cota de inicio tubería (m)	91,8
Cota de fin tubería (m)	89,3

Tabla 36: Datos y características de la tubería.

Las piezas especiales consideradas son las indicadas a continuación:

PIEZA	Cantidad	K	nK
Codo 90º	5	0,4	2,0
Válvula compuerta	2	0,15	0,3
TOTAL			2,3

Tabla 37

Las pérdidas de carga localizadas resultan de 0,281 m, según los cálculos realizados a continuación:

Q(m ³ /s)	0,1944
A (m ²)	0,126
V(m/s)	1,55
V ² /2g	0,122

Tabla 38

$$\Delta h = \left(\sum n_k \right) \frac{v^2}{2g} = (2,3) 0,122 = 0,281\text{m}$$

Las pérdidas de carga distribuidas resultan de 0,0878 m, según los cálculos realizados a continuación, en función de Darcy- Weisbach:

$$\Delta h = f \left(\frac{L}{D} \right) \frac{v^2}{2g}$$

Con:

hf	pérdida de carga distribuida (m.c.a.)
f	coeficiente de rugosidad
D	diámetro interno de la tubería (m)
v	velocidad (m/s)
g	aceleración de la gravedad (9,8 m/s ²)
L	largo de la tubería

f	0,01438
D(mm)	400
L(m)	20
v²/2g	0,122

Figura 5

$$\Delta h = f \left(\frac{L}{D} \right) \frac{v^2}{2g} = 0,01438 \left(\frac{20}{0,4} \right) 0,122 = 0,0878 \text{ m}$$

La pérdida de carga total será de aproximadamente 0,37 m, según:

$$\Delta h_{\text{tot}} = \Delta h_{\text{loc}} + \Delta h_{\text{dist}} = 0,0878 + 0,281 = 0,3688 \text{ m}$$

Se plantea la ecuación de Bernoulli entre el pelo de agua al final del canal de agua coagulada y el pelo de agua dentro del floculador hidráulico.

$$H_0 = \frac{p_0}{\gamma} + z_0 + \frac{v^2}{2g} = \frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \frac{v^2}{2g} + \Delta h$$

Siendo,

Z₀ cota del pelo de agua final de canal de agua coagulada (m)

Z₁ cota del pelo de agua en comienzo de FH (m)

Z₀ (m)	92,17
Z₁ (m)	91,80

Tabla 39

$$Z_0 = 91,8 \text{ m} + 0,37 \text{ m} = 92,17 \text{ m}$$

$$Z_1 = 89,3 \text{ m} + 2,50 \text{ m} = 91,80 \text{ m}$$

$$H_0 = \frac{p_0}{\gamma} + z_0 + \frac{v_0^2}{2g} = \frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \Delta h$$

Considerando $p_0=p_1=0$. Los términos de velocidad se cancelan en la ecuación ya que el caudal se conserva entre los 2 puntos.

$$H_0 = 92,17 \text{ m} = 91,8 \text{ m} + 0,368 \text{ m} = 92,17\text{m}$$

Se concluye que la tubería no provoca un aumento de nivel en el canal y no ahoga la tubería by-pass para el caudal de fin de proyecto.

4.8 FLOCULACIÓN

4.8.1 Floculadores Mecánicos

Las dimensiones para los tres floculadores mecánicos de flujo radial son idénticas entre si y se presentan en la siguiente tabla:

Profundidad(m)	2,5
Ancho(m)	3,0
Largo(m)	4,0
Vútil (m3)	30

Tabla 40: Dimensiones

4.8.1.1 Tiempo de retención

El tiempo de retención de cada floculador mecánico se calcula de la siguiente manera:

- Inicio de proyecto

$$T = \frac{30\text{m}^3}{0,19444 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}} = 154,64\text{s} = 2,58 \text{ minutos}$$

- Fin de proyecto

$$T = \frac{30\text{m}^3}{0,104 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}} = 288,46\text{s} = 4,81 \text{ minutos}$$

4.8.1.2 Gradiente de velocidad

Los floculadores mecánicos fueron diseñados de eje vertical y constan de 4 paletas rectangulares perpendiculares unidas al eje de rotación.

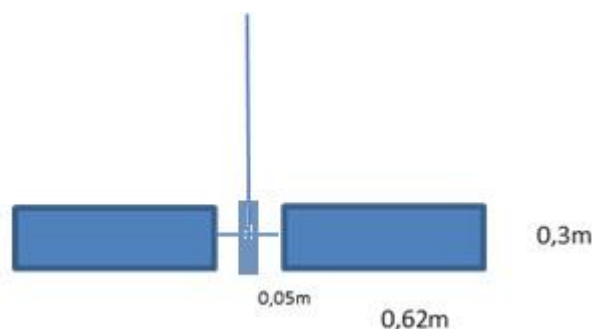


Figura 6: Dimensiones de paletas

Para la determinación de gradiente de velocidad en floculadores mecánicos de éste tipo se utiliza la siguiente fórmula:

$$G = 0,024 \sqrt{\frac{C_d n^3 (1 - k)^3}{\nu V}} \int r^3 dA$$

Donde,

- C_d coeficiente de arrastre (depende de la relación ancho/alto de la paleta)
- n velocidad de giro en RPM
- K coeficiente de forma de cámara
- ν viscosidad cinemática (m^2/s)
- V volumen útil (m^3)

Se realiza el cálculo de los términos del gradiente de velocidades de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\int_{r_1}^{r_2} r^3 dr = \frac{a}{4} (r_2^4 - r_1^4) = \frac{0,3}{4} (0,67^4 - 0,05^4) = 0,0151$$

El valor de k para cámara rectangular es $0,05^5$.

Se realizan los cálculos para temperaturas de agua de $2^\circ C$, $15^\circ C$ y $20^\circ C$, y para distintos escenarios de proyecto, inicio y fin.

Se realiza a continuación un cuadro resumen de los resultados obtenidos:

	FM-1			FM-2			FM-3		
Inicio de Proyecto	T=20°C	T=15°C	T=2°C	T=20°C	T=15°C	T=2°C	T=20°C	T=15°C	T=2°C
Q(m ³ /s)	0,104								
Volumen(m ³)	30								
TRH(min)	4,81								
n(r.p.m)	16	16	16	15	15	15	14	14	14
G(s ⁻¹)	63	59	49	57	54	44	51	48	40
G*T	18112	17011	14075	16441	15442	12777	14824	13924	11520

Tabla 41: Resultados para inicio de proyecto.

	FM-1			FM-2			FM-3		
Fin de Proyecto	T=20°C	T=15°C	T=2°C	T=20°C	T=15°C	T=2°C	T=20°C	T=15°C	T=2°C
Q(m ³ /s)	0,194								
Volumen(m ³)	30								
TRH(min)	2,58								
n(r.p.m)	16	16	16	15	15	15	14	14	14
G(s ⁻¹)	63	59	49	57	54	44	51	48	40
G*T	9709	9120	7546	8813	8278	6849	7947	7464	6176

Tabla 42: Resultados para fin de proyecto.

⁵ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR).

Los tiempos de retención hidráulicos sumados los tres recintos de Floculación Mecánicos, se muestran a continuación:

	Inicio proyecto	Fin de proyecto
T=V/Q(min)	7,73	14

Tabla 43

4.8.1.3 Otros parámetros de diseño

Para el diseño de las unidades se respetaron recomendaciones⁶ que implican la determinación de otros parámetros de diseño, los cuales se detallan a continuación.

4.8.1.3.1 Diámetro del Impulsor

Debe ser tal que: $0,30 < \frac{D}{D_e} < 0,45$

Siendo $D_e = 1,13\sqrt{L_x L_y}$

Para respetar ambas condiciones el diámetro del impulsor debe ser:

$$1,17m < D < 1,76m$$

El impulsor diseñado tiene un diámetro de 1,34m, verificando la recomendación.

4.8.1.3.2 Velocidad periférica

El primer recinto debe cumplir que la velocidad periférica de las paletas debe ser menor a 1,20 m/s.

$$V_p = \frac{2 \pi r n}{60}$$

$$V_p = \frac{2 \pi r n}{60} = \frac{2 \pi (0,67)(16)}{60} = 1,123 \frac{m}{s}$$

Se puede observar que el primer recinto cumple dicha condición tanto el caudal de fin de proyecto como para el caudal de inicio, siendo la velocidad de 1,123 m/s, y por lo tanto menor a 1,2 m/s.

4.8.1.3.3 Velocidad Superficial

Otro parámetro que se tiene en cuenta en el diseño de los floculadores mecánicos es la Velocidad Superficial del recinto:

$$SV = \frac{Q_{bi}}{L_x L_y}$$

Siendo,

Q_{bi} capacidad de bombeo del impulsor (m^3/s)

L_x y L_y largo y ancho del tanque (m)

⁶ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR).

$$Q_{bi} = \frac{Nq n D^3}{60}$$

Siendo,

Nq depende del tipo del tipo de flujo, para flujo radial 0,86
 n RPM
 D diámetro del impulsor (m)

$$Q_{bi} = \frac{0,86 (16 \text{ rpm}) (1,34\text{m}^3)}{60} = 0,55\text{m}^3/\text{s}$$

Se recomienda que el valor de la velocidad cumpla:

$$0,015\text{m/s} < SV < 0,05\text{m/s}$$

Para los recintos diseñados

$$SV = \frac{0,55\text{m}^3/\text{s}}{3\text{m } 4\text{m}} = 0,046\text{m/s}$$

4.8.1.4 Potencia entregada al fluido

La potencia disipada en el fluido para cada uno de los recintos de floculación se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$P = \mu VG^2$$

Siendo,

P potencia disipada en el fluido (Joules/s)
 μ viscosidad cinemática (0,001003 a 20°C)
 G gradiente de velocidad (s⁻¹)
 V volumen del floculador (m³)

Con los valores de G que se muestran en las Tablas 41 y 42 se calculan los valores de potencia que se muestran en la siguiente tabla.

	FM-1	FM-2	FM-3
G(s ⁻¹)	63	57	51
P(Joules/s)	118,6	104,6	71,6

Tabla 44: Potencia entregada en cada floculador

4.8.2 Floculadores Hidráulicos

En base a los criterios adoptados y las hipótesis consideradas se realizan los cálculos del floculador hidráulico de chicanas de flujo horizontal.

4.8.2.1 Diseño

Al igual que en los floculadores mecánicos el objetivo es calcular el valor del gradiente de velocidad y el tiempo de retención hidráulico. El valor de G se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$G = \sqrt{\frac{g \, h_f \, Q}{\nu \, V}}$$

Siendo,

G	Gradiente de velocidad en el pasaje (s^{-1})
ν	Velocidad media en la sección (m/s)
ν	Viscosidad cinemática (m^2/s)
V	Volumen (m^3)
h_f	Perdida de carga (m)

4.8.2.2 Pérdida de carga en la unidad

Las pérdidas de carga en canales y pasajes se calculan mediante las siguientes ecuaciones:

$$h_f = h_f(\text{canales}) + h_f(\text{pasajes})$$

$$h_f(\text{canales}) = N \, J \, L_c$$

$$L_c = B - 2a$$

Con,

$$J = \left(\frac{n \, V_1}{R h^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

Siendo,

R_h Radio hidráulico (m)

Para hormigón un valor de n de 0,013. El cálculo de la pérdida de carga en pasajes se usa la siguiente ecuación:

$$h_F = K \frac{v^2}{2g}$$

Según Kawamura(2000)
K= 1,7 para giros de 90°
K= 3,2 para giros de 180°

Se desprecian las pérdidas de carga distribuidas en canales ya que es insignificante en comparación con las pérdidas de carga cambios de dirección.

Las dimensiones y características de los floculadores hidráulicos se muestran en la siguiente tabla.

DATOS	FH-1	FH-2
Distancia total D (m)	12,40	12,40
Ancho de canales d(m)	0,64	1,08
Cant. de canales(n)	18	11
Espesor tabique(m)	0,05	0,05

Tabla 45: Dimensiones

Los resultados obtenidos para el diseño realizado se muestran en las siguientes tablas.

FIN DE PROYECTO	Etapa 1			Etapa 2		
	T=20°C	T=15°C	T=2°C	T=20°C	T=15°C	T=2°C
Q(m ³ /s)	0,194			0,194		
TRH(min)=V/Q	2,66			4,79		
Velocidad_pasajes(m/s)	0,1194			0,072		
hF_pasajes(m)	0,040			0,027		

Tabla 46: Resultados de floculación hidráulica para caudal de fin de proyecto

INICIO DE PROYECTO	Etapa 1			Etapa 2		
	T=20°C	T=15°C	T=2°C	T=20°C	T=15°C	T=2°C
Q(m ³ /s)	0,104			0,104		
TRH(min)=V/Q	4,97			8,94		
Velocidad_pasajes(m/s)	0,0640			0,039		
hF_pasajes(m)	0,011			0,080		

Tabla 47: Resultados de floculación hidráulica para caudal de inicio de proyecto

4.8.2.3 Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño más relevantes se muestran en las siguientes tablas:

	Q=0,194 m ³ /s , T=20°C		Q=0,194 m ³ /s , T=2°C	
	FH1	FH2	FH1	FH2
G(s ⁻¹)	49	30	38	24
T(s)	160	288	160	288
GT	7830	8726	6083	6781

Tabla 48: Parámetros de diseño para caudal de fin de proyecto

	Q=0,194 m ³ /s , T=20°C		Q=0,194 m ³ /s , T=2°C	
	FH1	FH2	FH1	FH2
G(s ⁻¹)	19	12	15	9
T(s)	160	288	160	288
GT	3073	3425	2388	2662

Tabla 49: Parámetros de diseño para caudal de inicio de proyecto

Las recomendaciones para los parámetros de diseño de Floculación establecen los siguientes valores:

- T tiempo de retención hidráulico entre 15 y 40 min
- G gradiente de velocidad entre 10 s^{-1} y 80 s^{-1}

La suma de los tiempos de retención hidráulica para ambos tipos de floculadores es de 15,2 minutos y 28,3 minutos para fin e inicio de proyecto respectivamente, verificando los valores recomendados⁷.

En tanto para el gradiente de velocidad, verifican las recomendaciones de ser superior a 10 s^{-1} , salvo para el inicio de proyecto a 2°C, aunque levemente ya que G es $9,3 \text{ s}^{-1}$.

4.8.3 Conexión entre Floculadores

Los pasajes entre los distintos floculadores se diseñaron de modo de minimizar la posibilidad de rotura de flocs, por tanto sus dimensiones son tales que el gradiente de velocidad sea menor al correspondiente a la etapa de floculación anterior.

El valor del gradiente en un pasaje o compuerta se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$G = \sqrt{\frac{fv^3}{8\nu Rh}}$$

Siendo,

- G gradiente de velocidad en el pasaje (s^{-1})
- v velocidad media en la sección de pasaje
- ν viscosidad cinemática (m^2/s)
- Rh radio hidráulico (m)
- f Coeficiente de Darcy-Weisbach

	PASAJES FLOCULADOR MECÁNICO/HIDRÁULICO		
Datos	Pasaje 1 a 2	Pasaje 2 a 3	Pasaje 3a FH
Alto	0,5	0,5	0,8
Ancho	0,8	0,8	0,6
V(m/s)	0,39	0,39	0,41
Rh(m)	0,17	0,17	0,171
$G(\text{s}^{-1})_{\text{pasaje}}$	32	32	33
$G(\text{s}^{-1})_{\text{floculador}}$	63	57	51

Tabla 50: Valores de G en pasajes entre Floculadores

⁷ Curso de Tratamiento de Agua Potable – Facultad de Ingeniería - UDELAR

4.8.4 Desagües

Para definir el diámetro de la tubería de desagüe de floculadores mecánico e hidráulico, se calcula la velocidad de descarga según recomendaciones⁸:

$$v = \sqrt{2gH}$$

Siendo,

g aceleración de la gravedad (m^2/s)

H el nivel máximo de agua relativo al punto de descarga (m)

En el caso de los floculadores mecánicos:

$$v = \sqrt{2gH} = \sqrt{2 \left(9,8 \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \right) (2,5 \text{ m})} = 7,0 \text{ m/s}$$

En el caso del floculador hidráulico:

$$v = \sqrt{2gH} = \sqrt{2 \left(9,8 \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \right) (2,44 \text{ m})} = 6,9 \text{ m/s}$$

Seleccionado un diámetro se determina el caudal de descarga a partir de la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{descarga}} = C_D \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) v$$

Siendo,

Q_{descarga} , el caudal de descarga en m^3/s

C_D el coeficiente de descarga, valor adoptado es 0,6.

D el diámetro de la tubería de descarga en m.

Para un diámetro de 75 mm, el caudal de descarga resulta para los floculadores mecánicos:

$$Q_{\text{descarga}} = 0,6 \left(\frac{\pi (0,075\text{m})^2}{4} \right) \left(7,0 \frac{\text{m}}{\text{s}} \right) = 0,0186 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para un diámetro de 75 mm, el caudal de descarga resulta para el floculador hidráulico:

$$Q_{\text{descarga}} = 0,6 \left(\frac{\pi (0,075\text{m})^2}{4} \right) \left(6,9 \frac{\text{m}}{\text{s}} \right) = 0,0183 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se verifica el tirante de las conducciones ubicadas aguas debajo de la descarga, de modo que no supere el 75% de su diámetro. La verificación se realiza mediante la ecuación de Manning, para los siguientes datos:

⁸ Ecuación de Torricelli, Métodos e Técnicas de Tratamiento de Água, 2ª edición, Luiz Di Bernardo- Angela Di Bernardo Dantas.

n	0,01
S %	2
Daa(m)⁹	0,160

Tabla 51

Se verifica para los floculadores mecánicos y el floculador hidráulico un tirante aproximado de 58% en ambos casos.

Una vez en la red de desagües, el agua se dirige al tanque pulmón de lodos para ser tratado.

⁹ Diámetro comercial en PVC.

4.9 SEDIMENTACIÓN

4.9.1 Compuerta de ingreso al canal de agua floculada

El pasaje desde la última etapa de floculación hacia el canal de agua floculada se materializa a través de una compuerta de sección rectangular, cuyas dimensiones se presentan en la siguiente tabla:

B(m)	0,5
H(m)	1,5

Tabla 52

El ancho de la compuerta coincide con el ancho del canal de agua floculada.

Durante el pasaje se verifica que la compuerta no ingresa pérdidas de carga significativas.

Se verifica el pasaje a través de la compuerta haciendo cumplir una intensidad de mezcla, medido a través del gradiente de velocidad, que evite la rotura de flóculos mediante la siguiente expresión:

$$G = \sqrt{\frac{f u^3}{8 \nu R_h}}$$

Donde,

G	Gradiente de velocidad en pasajes o compuertas (s ⁻¹)
u	Velocidad media en la sección de pasaje (m/s)
ν	Viscosidad cinemática (m ² /s)
R _h	Radio hidráulico (m)
f	Coeficiente de Darcy-Weisbach

Para obtener el gradiente se deben determinar los parámetros necesarios para el cálculo:

A(m²)	0,725
Q(m³/s)	0,194

Figura 7: Parámetros

$$u = \frac{Q}{A} \quad Re = \frac{uD}{\nu}$$

Los valores se presentan en la siguiente tabla:

ν(m²/s)	1,06E-06
f	0,023
n	0,013
Pm (m)	3,9
Rh (m)	0,186
u(m/s)	0,2682
G_{compuerta}(s⁻¹)	16,8

Tabla 53

De acuerdo a recomendaciones¹⁰, se obtiene el valor máximo de gradiente hidráulico que se puede tener en el orificio de acuerdo al tiempo transcurrido:

- Si $\Delta t < 45$ s, el $G_{\text{orificio}} \leq 1,2 \cdot G_{\text{última etapa floculación}}$
- Si $\Delta t > 45$ s, el $G_{\text{orificio}} \leq G_{\text{última etapa floculación}}$
- Si $\Delta t > 90$ s, el $G_{\text{orificio}} \leq 0,9 \cdot G_{\text{última etapa floculación}}$

Dado que el tiempo transcurrido entre la salida del floculador y el pasaje por la compuerta es nulo, las recomendaciones acceden al primer caso cumpliéndose que el gradiente de velocidad no tiene riesgo de rotura de flóculos:

$$\Delta t < 45 \text{ s} \rightarrow G_{\text{compuerta}} \leq 1,2 G_{\text{floculador}}$$

$$G_{\text{compuerta}} = 16,8 \text{ s}^{-1} \leq 1,2 G_{\text{floculador}} = 36,0 \text{ s}^{-1}$$

Se verifica que el gradiente hidráulico en dicha compuerta no supera en más de un 20% al valor de gradiente en la última etapa de floculación.

4.9.2 Zona de entrada o ingreso de agua floculada

De manera de acoplar las unidades de sedimentación con la unidad previa de floculación se practica un canal de agua floculada que distribuye la misma a través de tres ductos laterales a cada uno de los sedimentadores.

Este canal fue diseñado de sección rectangular constante y pendiente de fondo, de forma que atraviesa longitudinalmente a cada sedimentador por debajo de la zona de módulos, y por encima de la zona de lodos. Se presentan en la siguiente tabla las dimensiones del canal del canal de agua floculada.

DIMENSIONES CANAL DE AGUA FLOCULADA	
L (m)	15,4
B (m)	0,5
hi	4,0
hf	2,0
Pendiente	13,0%

Tabla 54: Dimensiones canal de agua floculada.

El tiempo transcurrido en el recorrido¹¹ del agua floculada por el canal se presenta en la siguiente tabla:

V(m³)	23,1
Q(m³/min)	11,67
t(min)	1,98

Tabla 55: Parámetros

En cuanto a las velocidades en el canal de agua floculada se puede observar que son bajas, y verifican las velocidades recomendadas tanto para el mínimo como para el máximo¹².

¹⁰ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (Udelar).

¹¹ Tiempo transcurrido entre la salida del floculador y la entrada al sedimentador más alejado.

Los valores de gradiente hidráulico son bajos, lo que claramente cumple con las recomendaciones, pero pueden provocar un leve esponjamiento de los flóculos aunque aceptable a cambio de obtener una buena distribución del agua floculada en los sedimentadores. Además al ser el tiempo de retención bajo ese esponjamiento posible no será significativo.

4.9.2.1 Modelo de Hudson

El agua floculada debe distribuirse equitativamente entre los sedimentadores, con el fin de que todos operen al mismo caudal, con tal motivo se aplica el Modelo de Hudson para dimensionar los diámetros de los ductos de entrada a cada uno de los sedimentadores y prever que la diferencia de caudal entre el primer y último lateral no difieran en más de un 10% respecto al caudal promedio de todas las salidas laterales. Además, el flujo en el canal de agua floculada, así como en los orificios o compuertas laterales de ingreso a los sedimentadores debe ser tal que no se produzca sedimentación ni rotura de flóculos. Esta última condición está relacionada con el gradiente de velocidad aplicado en la última etapa de floculación.

El Modelo de Hudson consiste en un proceso iterativo que permite calcular el sistema de distribución de agua floculada hacia los sedimentadores tomando como principal hipótesis que el agua se distribuye uniformemente en todos los orificios laterales, con un margen de tolerancia preestablecido¹³.

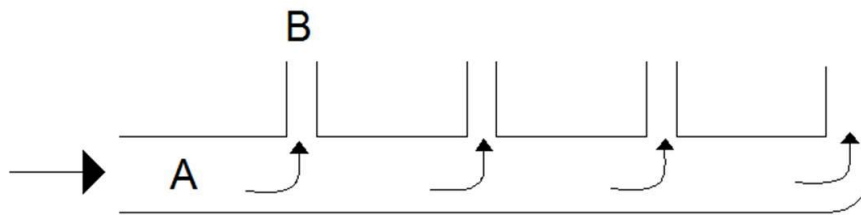


Figura 8: Esquema de canal de agua floculada

Se supone que se está frente a un canal o ducto corto entonces las pérdidas de carga distribuidas son despreciables, por lo que solamente se consideran las pérdidas de carga localizadas.

Siguiendo la línea de flujo entre los puntos A y B, se tiene que las pérdidas de carga estarán dadas por:

- Entrada en el lateral (h_f)
- Salida del lateral: $\frac{kv^2}{2g}$ con $k=1$

Se tiene entonces que la pérdida de carga está dada por:

$$\Delta H = h_f + \frac{kv_L^2}{2g} \quad (1)$$

¹² Velocidades en el canal de agua floculada deben estar entre 0,1 m/s y 0,6 m/s.

¹³ Valor asumido $\delta < 10\%$.

La pérdida de carga localizada, cuando no hay velocidad normal al eje del lateral está dada por:

$$h_{fr} = \frac{\alpha v_L^2}{2g} \quad (2)$$

Donde:

α es el coeficiente de pérdida de carga, de valor constante.

En este caso, en la tubería de distribución, existe una velocidad no nula normal al eje del orificio de salida hacia el filtro. Este implica que α no es una constante, sino una función de la relación entre la velocidad en el canal principal y la velocidad en el lateral, más una constante.

$$\alpha = f\left(\frac{v_m}{v_L}\right) + \theta \quad (3)$$

Donde:

v_m es la velocidad media en la tubería principal, inmediatamente antes de llegar al lateral, y θ una constante.

Experimentalmente se demuestra que α está dado por:

$$\alpha = \phi \left(\frac{v_m}{v_L}\right)^2 + \theta \quad (4)$$

Donde:

ϕ y θ son constantes que dependen de la longitud del lateral dada en relación al diámetro dicha tubería lateral (D):

Longitud del lateral	ϕ	θ
Largo	0,9	0,4
Corto	1,67	0,7

Tabla 56: Coeficientes para canales.

Se tiene entonces, que la pérdida de carga total desde A hasta B es:

$$\Delta H = \left(\phi \left(\frac{v_m}{v_L}\right)^2 + \theta \right) \cdot \left(\frac{v_L^2}{2g} + \frac{v_L^2}{2g} \right) \quad (5)$$

Agrupando los componentes que afectan al término $\frac{v_L^2}{2g}$ con un parámetro β , la anterior expresión queda:

$$\Delta H = \beta \cdot \frac{v_L^2}{2g} \quad (6)$$

Donde,

$$\beta = \phi \left(\frac{v_m}{v_L}\right)^2 + \theta + 1 \quad (7)$$

$$\alpha = \phi \left(\frac{v_m}{v_L} \right)^2 + \theta \quad \text{Coeficiente de pérdida de carga en la entrada}$$

1= coeficiente de pérdida de carga en la salida

Luego la segunda, y más fuerte hipótesis que realiza el método es que la pérdida de carga entre el canal principal y cualquiera de los laterales es la misma.

A partir de la hipótesis anterior se puede plantear que:

$$\beta_1 \frac{(v_L)_1^2}{2g} = \beta_2 \frac{(v_L)_2^2}{2g} = \dots = \beta_i \frac{(v_L)_i^2}{2g}$$

De acuerdo a la ecuación (7), se cumple que: $\beta_1 > \beta_2 > \dots > \beta_i$ debido a que la velocidad en el múltiple, v_m , va disminuyendo al disminuir el caudal circulante. Por lo tanto, se cumplirá que: $(v_L)_1 < (v_L)_2 < \dots < (v_L)_i$, lo cual indica que el caudal erogado es mínimo en el primer lateral, mientras que es máximo en el último lateral.

La velocidad en cualquier lateral $(v_L)_i$ puede ser expresada en función de las condiciones en cualquier otro lateral:

$$(v_L)_i = (v_L)_1 \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_i}} \quad (8)$$

Por otro lado, el caudal total está dado por:

$$Q_0 = (Q_L)_1 + (Q_L)_2 + \dots + (Q_L)_i = (A_L)_1 \cdot (v_L)_1 + (A_L)_2 \cdot (v_L)_2 + \dots + (A_L)_i \cdot (v_L)_i \quad (9)$$

Donde,

$(Q_L)_i$ es el caudal en el lateral i

$(A_L)_i$ es el área de la sección del lateral i

Si todos los laterales tienen la misma área (A_L) :

$$Q_0 = A_L (v_L)_1 \left(1 + \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_2}} + \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_3}} + \dots + \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_i}} \right) \quad (10)$$

de donde, siendo n el número de laterales, se obtiene la siguiente expresión para la velocidad en el lateral j :

$$(v_L)_j = \frac{Q_0}{A_L \sqrt{\beta_j}} \left(\sum_{i=1}^n \sqrt{\frac{1}{\beta_i}} \right)^{-1} \quad (11)$$

Esta expresión es utilizada para calcular la velocidad en los laterales, a partir de los coeficientes de pérdida de carga β .

La solución se obtiene mediante un procedimiento de cálculo iterativo que se describe a continuación:

Con base en la hipótesis supuesta se asume que el caudal se reparte uniformemente, y se calcula:

- el caudal en cada orificio dividiendo el caudal total entre el número de orificios.
- la velocidad v_{Li} en los orificios, dividiendo los caudales anteriores entre el área de los orificios.
- los caudales en el canal, antes de cada orificio. En el primer tramo, antes del primer lateral, el caudal en el canal es igual al caudal total, y en los tramos siguientes se obtiene restando el caudal que sale por cada lateral.
- las velocidades en el canal, antes de llegar a cada lateral. Esto es posible ya que se conoce la geometría del canal principal y el caudal que sale por cada lateral. Si el canal principal es un ducto sumergido el mismo trabajará obviamente a sección llena, pero si se trata de un canal abierto se debe conocer el tirante, que será función de la cota de los vertederos de salida de los sedimentadores.
- los coeficientes β_i
- las velocidades v_{Li} en los orificios, calculadas a partir de los coeficientes β_i , y los caudales correspondientes dividiendo entre el área de los laterales

Luego se comparan los caudales en los orificios con los supuestos inicialmente, y si no son iguales dentro de un margen de tolerancia adoptado, se asumen estos últimos valores y se repite el procedimiento, hasta obtener los valores finales de caudal en cada lateral.

Puede asumirse que se tiene un diseño óptimo cuando la diferencia de caudal entre el primer y el último lateral, es menor que el 10 % del caudal promedio de todos los orificios.

En la siguiente tabla se presentan los valores de tabulados para la realización del método. Los resultados obtenidos para este modelo refieren a dos tuberías de ingreso de agua floculada de PVC DN 400 PN 4 por sedimentador. Las compuertas de entrada a estas tuberías presentan un gradiente de velocidad al paso del flujo por las mismas de $24,9 \text{ s}^{-1}$, siendo menor que el valor $36,0 \text{ s}^{-1}$ determinado para la última etapa de floculación ponderada por un coeficiente que depende del tiempo transcurrido ($G_{\text{compuerta}} \leq 1,2 G_{\text{floculador}}$). Aún así si se lo compara con la recomendación menos tolerante que establece que $G \leq 0,9 G_{\text{floculador}}$ si el tiempo de retención es mayor a 90 segundos, el valor del gradiente de velocidad al paso del flujo por las compuertas igual sigue cumpliendo esta recomendación, asegurándose nuevamente una preservación de flóculos sin instar a su rotura.

El porcentaje de dispersión δ para el caudal de ingreso es 6,8 %, verificándose que este valor está por debajo del 10%.

Iteración 1											
Orificio	qL (m ³ /s)	Q M (m ³ /s)	A L (m ²)	v L (m/s)	B _M (m)	H _M (m)	A _M (m ²)	v M (m/s)	β	1/?β	v L *(m/s)
1	0.032407407	0.194	0.116	0.28	0.50	3.79	1.90	0.10254947	1.924752	0.720796368	0.271744586
2	0.032407407	0.162	0.116	0.28	0.50	3.56	1.78	0.09107191	1.877258	0.729857392	0.275160647
3	0.032407407	0.130	0.116	0.28	0.50	3.12	1.56	0.08317901	1.847865	0.735639281	0.277340454
4	0.032407407	0.097	0.116	0.28	0.50	2.88	1.44	0.06744244	1.797208	0.745934653	0.281221871
5	0.032407407	0.065	0.116	0.28	0.50	2.44	1.22	0.05309299	1.760244	0.753726187	0.284159327
6	0.032407407	0.032	0.116	0.28	0.50	2.21	1.10	0.0293573	1.718419	0.762843499	0.287596608
Σ	0.1944444								Σ	4.4487974	
Iteración 2											
Orificio	qL (m ³ /s)	Q M (m ³ /s)	A L (m ²)	v L (m/s)	B _{ducto} (m)	H _{ducto} (m)	A _{ducto} (m ²)	v M (m/s)	β	1/?β	v L *(m/s)
1	0.031503986	0.194	0.116	0.27	0.50	3.79	1.90	0.10254947	1.937827	0.718360557	0.271171116
2	0.031900018	0.163	0.116	0.28	0.50	3.56	1.78	0.09157967	1.884987	0.728359486	0.274945572
3	0.032152728	0.131	0.116	0.28	0.50	3.12	1.56	0.08408428	1.853504	0.734519343	0.277270833
4	0.03260271	0.099	0.116	0.28	0.50	2.88	1.44	0.06859778	1.799366	0.745487262	0.28141107
5	0.032943256	0.066	0.116	0.28	0.50	2.44	1.22	0.05429729	1.760975	0.753569746	0.284462095
6	0.033341748	0.033	0.116	0.29	0.50	2.21	1.10	0.0302037	1.718419	0.762843499	0.287962808
Σ	0.1944444								Σ	4.4431399	
Iteración 3											
Orificio	qL (m ³ /s)	Q M (m ³ /s)	A L (m ²)	v L (m/s)	B _{ducto} (m)	H _{ducto} (m)	A _{ducto} (m ²)	v M (m/s)	β	1/?β	v L *(m/s)
1	0.031437502	0.194	0.116	0.27	0.50	3.79	1.90	0.10254947	1.938834	0.718173985	0.271121794
2	0.031875084	0.163	0.116	0.27	0.50	3.56	1.78	0.09161704	1.885428	0.728274348	0.274934837
3	0.032144656	0.131	0.116	0.28	0.50	3.12	1.56	0.08414294	1.853795	0.734461599	0.27727062
4	0.032624644	0.099	0.116	0.28	0.50	2.88	1.44	0.0686668	1.799432	0.745473548	0.281427801
5	0.032978356	0.066	0.116	0.28	0.50	2.44	1.22	0.05436082	1.760987	0.753567021	0.284483213
6	0.033384202	0.033	0.116	0.29	0.50	2.21	1.10	0.03024216	1.718419	0.762843499	0.287985227
Σ	0.1944444								Σ	4.4427940	

Iteración 4											
Orificio	qL (m ³ /s)	Q M (m ³ /s)	A L (m ²)	v L (m/s)	B _{ducto} (m)	H _{ducto} (m)	A _{ducto} (m ²)	v M (m/s)	β	1/?β	v L *(m/s)
1	0.031431784	0.194	0.116	0.27	0.50	3.79	1.90	0.10254947	1.938921	0.71815789	0.271117255
2	0.031873839	0.163	0.116	0.27	0.50	3.56	1.78	0.09162025	1.885456	0.728269039	0.274934392
3	0.032144632	0.131	0.116	0.28	0.50	3.12	1.56	0.08414741	1.853812	0.734458317	0.277270953
4	0.032626584	0.099	0.116	0.28	0.50	2.88	1.44	0.06867164	1.799435	0.74547309	0.281429224
5	0.032980805	0.066	0.116	0.28	0.50	2.44	1.22	0.05436495	1.760988	0.753566974	0.284484808
6	0.033386801	0.033	0.116	0.29	0.50	2.21	1.10	0.03024451	1.718419	0.762843499	0.28798686
Σ	0.1944444			0.28					Σ	4.4427688	
Iteración 5											
Orificio	qL (m ³ /s)	Q M (m ³ /s)	A L (m ²)	v L (m/s)	B _{ducto} (m)	H _{ducto} (m)	A _{ducto} (m ²)	v M (m/s)	β	1/?β	v L *(m/s)
1	0.031431258	0.194	0.116	0.27	0.50	3.79	1.90	0.10254947	1.938929	0.718156409	0.27111682
2	0.031873787	0.163	0.116	0.27	0.50	3.56	1.78	0.09162055	1.885457	0.728268692	0.274934387
3	0.03214467	0.131	0.116	0.28	0.50	3.12	1.56	0.08414778	1.853813	0.734458122	0.277271007
4	0.032626749	0.099	0.116	0.28	0.50	2.88	1.44	0.06867202	1.799435	0.745473074	0.281429347
5	0.03298099	0.066	0.116	0.28	0.50	2.44	1.22	0.05436526	1.760988	0.753566973	0.284484938
6	0.033386991	0.033	0.116	0.29	0.50	2.21	1.10	0.03024469	1.718419	0.762843499	0.287986992
Σ	0.1944444			0.28					Σ	4.4427668	
Iteración 6											
Orificio	qL (m ³ /s)	Q M (m ³ /s)	A L (m ²)	v L (m/s)	B _{ducto} (m)	H _{ducto} (m)	A _{ducto} (m ²)	v M (m/s)	β	1/?β	v L *(m/s)
1	0.031431207	0.194	0.116	0.27	0.50	3.79	1.90	0.1	1.938930	0.718156267	0.271116778
2	0.031873787	0.163	0.116	0.27	0.50	3.56	1.78	0.1	1.885458	0.728268668	0.274934389
3	0.032144677	0.131	0.116	0.28	0.50	3.12	1.56	0.1	1.853813	0.73445811	0.277271014
4	0.032626763	0.099	0.116	0.28	0.50	2.88	1.44	0.1	1.799435	0.745473073	0.281429358
5	0.032981005	0.066	0.116	0.28	0.50	2.44	1.22	0.1	1.760988	0.753566973	0.28448495
6	0.033387006	0.033	0.116	0.29	0.50	2.21	1.10	0.0	1.718419	0.762843499	0.287987004
Σ	0.1944444								Σ	4.4427666	

Este par de tuberías que conduce el agua proveniente desde el canal de agua floculada a cada sedimentador, se encuentra perforado de manera de poder distribuir el agua con las características necesarias para que se produzca correctamente la sedimentación de las partículas en ella presentes.

Por lo tanto, cada tubería de ingreso presenta 12 orificios circulares de 3" de diámetro, equidistantes entre sí 0,5 m.

El porcentaje de dispersión δ para el caudal de ingreso es 5 %, verificándose que este valor está por debajo del 10%.

De la misma forma que se aplicó el Modelo de Hudson para asegurar el ingreso de agua desde el canal de agua floculada al sedimentador, se aplica nuevamente para verificar que la distribución sea uniforme a través de todos los orificios de las tuberías de ingreso, aplicando el mismo margen de tolerancia preestablecido por el modelo. Los cálculos se presentan a continuación.

Iteracion 1											
Nº de orificio	QL (m³/s)	QM (m³/s)	AL (m²)	VL (m/s)	AM (m²)	VM (m/s)	β	$(1/\beta)^{0,5}$	VL*(m/s)	QL* (m³/h)	QL-QL*
1	0.008102	0.097222	0.004560	1.776579	0.11593	0.838612	2.0721083	0.6946944	1.671549	0.007623	0.00047898
2	0.008102	0.089120	0.004560	1.776579	0.11593	0.768727	2.0126744	0.7048768	1.696050	0.007735	0.00036724
3	0.008102	0.081019	0.004560	1.776579	0.11593	0.698843	1.9584086	0.7145759	1.719387	0.007841	0.00026082
4	0.008102	0.072917	0.004560	1.776579	0.11593	0.628959	1.9093109	0.7237052	1.741354	0.007941	0.00016064
5	0.008102	0.064815	0.004560	1.776579	0.11593	0.559074	1.8653815	0.7321771	1.761739	0.008034	0.00006768
6	0.008102	0.056713	0.004560	1.776579	0.11593	0.489190	1.8266202	0.7399048	1.780333	0.008119	-0.00001712
7	0.008102	0.048611	0.004560	1.776579	0.11593	0.419306	1.7930271	0.7468039	1.796933	0.008195	-0.00009282
8	0.008102	0.040509	0.004560	1.776579	0.11593	0.349422	1.7646021	0.7527948	1.811348	0.008260	-0.00015856
9	0.008102	0.032407	0.004560	1.776579	0.11593	0.279537	1.7413454	0.7578051	1.823404	0.008315	-0.00021354
10	0.008102	0.024306	0.004560	1.776579	0.11593	0.209653	1.7232568	0.7617720	1.832949	0.008359	-0.00025707
11	0.008102	0.016204	0.004560	1.776579	0.11593	0.139769	1.7103363	0.7646439	1.839859	0.008390	-0.00028858
12	0.008102	0.008102	0.004560	1.776579	0.11593	0.069884	1.7025841	0.7663827	1.844043	0.008410	-0.00030766
Σ	0.097222							8.860137			
Iteracion 2											
Nº de orificio	QL (m³/s)	QM (m³/s)	AL (m²)	VL (m/s)	AM (m²)	VM (m/s)	β	$(1/\beta)^{0,5}$	VL*(m/s)	QL* (m³/h)	QL-QL*
1	0.007623	0.097222	0.003167	2.407030	0.11593	0.838612	1.9027100	0.7249594	2.468441	0.007817	-0.00019448
2	0.007735	0.089599	0.003167	2.442311	0.11593	0.772859	1.8672303	0.7318146	2.491782	0.007891	-0.00015667
3	0.007841	0.081865	0.003167	2.475917	0.11593	0.706142	1.8358403	0.7380445	2.512995	0.007958	-0.00011742
4	0.007941	0.074024	0.003167	2.507549	0.11593	0.638508	1.8082804	0.7436475	2.532072	0.008019	-0.00007766
5	0.008034	0.066082	0.003167	2.536904	0.11593	0.570009	1.7843086	0.7486262	2.549025	0.008073	-0.00003839
6	0.008119	0.058048	0.003167	2.563679	0.11593	0.500709	1.7637029	0.7529867	2.563872	0.008120	-0.00000061
7	0.008195	0.049929	0.003167	2.587583	0.11593	0.430677	1.7462626	0.7567374	2.576643	0.008160	0.00003465
8	0.008260	0.041735	0.003167	2.608341	0.11593	0.359992	1.7318106	0.7598884	2.587372	0.008194	0.00006641
9	0.008315	0.033474	0.003167	2.625701	0.11593	0.288740	1.7201947	0.7624497	2.596093	0.008222	0.00009377
10	0.008359	0.025159	0.003167	2.639446	0.11593	0.217013	1.7112892	0.7644310	2.602839	0.008243	0.00011593
11	0.008390	0.016800	0.003167	2.649397	0.11593	0.144912	1.7049961	0.7658405	2.607638	0.008258	0.00013225
12	0.008410	0.008410	0.003167	2.655422	0.11593	0.072538	1.7012462	0.7666840	2.610510	0.008267	0.00014223
Σ	0.097222							9.016110			

Iteracion 3											
Nº de orificio	QL (m³/s)	QM (m³/s)	AL (m²)	VL (m/s)	AM (m²)	VM (m/s)	β	$(1/\beta)^{0,5}$	VL*(m/s)	QL* (m³/h)	QL-QL*
1	0.007817	0.097222	0.003167	2.468441	0.11593	0.838612	1.8927494	0.7268645	2.473265	0.007833	-0.00001528
2	0.007891	0.089405	0.003167	2.491782	0.11593	0.771181	1.8599593	0.7332436	2.494971	0.007901	-0.00001010
3	0.007958	0.081514	0.003167	2.512995	0.11593	0.703113	1.8307327	0.7390733	2.514807	0.007964	-0.00000574
4	0.008019	0.073555	0.003167	2.532072	0.11593	0.634466	1.8048530	0.7443532	2.532773	0.008021	-0.00000222
5	0.008073	0.065536	0.003167	2.549025	0.11593	0.565297	1.7821339	0.7490828	2.548866	0.008072	0.00000050
6	0.008120	0.057464	0.003167	2.563872	0.11593	0.495666	1.7624168	0.7532614	2.563084	0.008117	0.00000249
7	0.008160	0.049344	0.003167	2.576643	0.11593	0.425629	1.7455690	0.7568878	2.575423	0.008156	0.00000386
8	0.008194	0.041184	0.003167	2.587372	0.11593	0.355242	1.7314810	0.7599607	2.585880	0.008189	0.00000473
9	0.008222	0.032990	0.003167	2.596093	0.11593	0.284563	1.7200647	0.7624785	2.594447	0.008216	0.00000521
10	0.008243	0.024768	0.003167	2.602839	0.11593	0.213646	1.7112515	0.7644394	2.601119	0.008238	0.00000545
11	0.008258	0.016525	0.003167	2.607638	0.11593	0.142544	1.7049902	0.7658418	2.605891	0.008253	0.00000553
12	0.008267	0.008267	0.003167	2.610510	0.11593	0.071311	1.7012462	0.7666840	2.608757	0.008262	0.00000555
Σ	0.097222							9.022171			

Iteracion 4											
Nº de orificio	QL (m³/s)	QM (m³/s)	AL (m²)	VL (m/s)	AM (m²)	VM (m/s)	β	$(1/\beta)^{0,5}$	VL*(m/s)	QL* (m³/h)	QL-QL*
1	0.007833	0.097222	0.003167	2.473265	0.11593	0.838612	1.8919982	0.7270088	2.473661	0.007834	-0.00000125
2	0.007901	0.089390	0.003167	2.494971	0.11593	0.771050	1.8594962	0.7333349	2.495185	0.007902	-0.00000068
3	0.007964	0.081488	0.003167	2.514807	0.11593	0.702895	1.8304630	0.7391278	2.514896	0.007964	-0.00000028
4	0.008021	0.073524	0.003167	2.532773	0.11593	0.634198	1.8047064	0.7443835	2.532778	0.008021	-0.00000002
5	0.008072	0.065503	0.003167	2.548866	0.11593	0.565010	1.7820606	0.7490982	2.548820	0.008072	0.00000014
6	0.008117	0.057431	0.003167	2.563084	0.11593	0.495383	1.7623839	0.7532684	2.563009	0.008117	0.00000024
7	0.008156	0.049314	0.003167	2.575423	0.11593	0.425367	1.7455561	0.7568906	2.575334	0.008156	0.00000028
8	0.008189	0.041158	0.003167	2.585880	0.11593	0.355014	1.7314768	0.7599616	2.585783	0.008189	0.00000030
9	0.008216	0.032968	0.003167	2.594447	0.11593	0.284376	1.7200637	0.7624787	2.594348	0.008216	0.00000031
10	0.008238	0.024752	0.003167	2.601119	0.11593	0.213503	1.7112513	0.7644395	2.601019	0.008237	0.00000032
11	0.008253	0.016514	0.003167	2.605891	0.11593	0.142448	1.7049902	0.7658418	2.605791	0.008252	0.00000032
12	0.008262	0.008262	0.003167	2.608757	0.11593	0.071263	1.7012462	0.7666840	2.608656	0.008261	0.00000032
Σ	0.097222							9.022518			

Iteracion 5											
Nº de orificio	QL (m³/s)	QM (m³/s)	AL (m²)	VL (m/s)	AM (m²)	VM (m/s)	β	$(1/\beta)^{0,5}$	VL*(m/s)	QL* (m³/h)	QL-QL*
1	0.007834	0.097222	0.003167	2.473661	0.11593	0.838612	1.8919367	0.7270206	2.473694	0.007834	-0.00000011
2	0.007902	0.089388	0.003167	2.495185	0.11593	0.771039	1.8594642	0.7333412	2.495200	0.007902	-0.00000005
3	0.007964	0.081486	0.003167	2.514896	0.11593	0.702878	1.8304476	0.7391309	2.514900	0.007964	-0.00000001
4	0.008021	0.073522	0.003167	2.532778	0.11593	0.634179	1.8046996	0.7443849	2.532777	0.008021	0.00000001
5	0.008072	0.065501	0.003167	2.548820	0.11593	0.564991	1.7820579	0.7490988	2.548816	0.008072	0.00000001
6	0.008117	0.057429	0.003167	2.563009	0.11593	0.495365	1.7623829	0.7532686	2.563004	0.008117	0.00000002
7	0.008156	0.049312	0.003167	2.575334	0.11593	0.425351	1.7455558	0.7568906	2.575328	0.008156	0.00000002
8	0.008189	0.041156	0.003167	2.585783	0.11593	0.355001	1.7314768	0.7599616	2.585777	0.008189	0.00000002
9	0.008216	0.032967	0.003167	2.594348	0.11593	0.284365	1.7200637	0.7624787	2.594341	0.008216	0.00000002
10	0.008237	0.024751	0.003167	2.601019	0.11593	0.213495	1.7112513	0.7644395	2.601012	0.008237	0.00000002
11	0.008252	0.016514	0.003167	2.605791	0.11593	0.142443	1.7049902	0.7658418	2.605784	0.008252	0.00000002
12	0.008261	0.008261	0.003167	2.608656	0.11593	0.071261	1.7012462	0.7666840	2.608650	0.008261	0.00000002
Σ	0.097222							9.022541			

4.9.3 Zona de sedimentación

Para el diseño de la zona de sedimentación, que es la más importante de la unidad, se consideran los parámetros de tasa de sedimentación y tiempo de retención hidráulico.

A partir del primer parámetro y el caudal de diseño se define el área de sedimentación, y con ella se definen las dimensiones del sedimentador. Se verifican además algunas recomendaciones que verifican el funcionamiento correcto de los sedimentadores, como la velocidad longitudinal máxima en el interior de módulos¹⁴ y la velocidad crítica de sedimentación¹⁵. La principal razón por la que existen los otros parámetros de funcionamiento, es que dentro de los módulos se establezca un flujo laminar de forma de no arrastrar partículas sedimentadas.

4.9.3.1 Parámetros de diseño y dimensiones de cada unidad de sedimentación

Se mostraran los cálculos para uno de los tres sedimentadores, se asume que los caudales en las tres unidades es igual, por lo tanto los cálculos serán análogos.

Se define el caudal de diseño para cada sedimentador, como el caudal total dividido la cantidad de unidades definidas, en este caso serán tres unidades.

$$Q_{\text{diseño por sedimentador}} = \frac{Q}{N^{\circ} \text{ sedimentadores}} = \frac{700 \text{ m}^3/\text{h}}{3} = 233,3 \text{ m}^3/\text{h}$$

La tasa de sedimentación se define por recomendaciones en base al tipo de sedimentador, y es el principal parámetro de diseño de los mismos. Se adopta un valor de carga superficial de $7 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$, siendo el valor de referencia máximo adoptado para sedimentadores de flujo laminar con módulos (Sedimentadores de alta tasa)¹⁶. El valor de la tasa corresponde a $168 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$.

Entonces para la tasa asumida y el caudal por sedimentador, el área se determina mediante la siguiente ecuación, resultando un valor para área efectiva de sedimentación de $33,3 \text{ m}^2$.

$$A = \frac{Q_{\text{diseño por sedimentador}}}{TS} = \frac{233,3 \text{ m}^3/\text{h}}{7 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}} = 33,3 \text{ m}^2$$

Una vez determinada el área se fija el valor del ancho de la unidad y se determina en base al área hallada el valor del largo.

$$L = \frac{A}{B} = \frac{33,3 \text{ m}^2}{5 \text{ m}} = 6,7 \text{ m}$$

Los valores determinados para las dimensiones del sedimentador son los que se presentan en la tabla a continuación:

B(m)	L (m)
5,0	6,7

Tabla 57: Dimensiones sedimentador

¹⁴ Velocidad longitudinal en el interior de los módulos menor a $0,30 \text{ cm/s}$.

¹⁵ CEPIS, velocidad crítica de sedimentación entre $0,78 \text{ m/s}$ y $1,98 \text{ m/h}$.

¹⁶ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (Udelar).

Para el diseño de la zona de sedimentación se usaran módulos comerciales de PVC de 1,06 m de longitud y una inclinación respecto a la horizontal de 60°. Este tipo de módulos pueden ajustarse de ser necesario y adaptarse a dimensiones deseadas¹⁷. A continuación se presentan en la siguiente tabla las características de los módulos:

Espesor(m)	0,10
Longitud(m)	1,06
θ (°)	60
Asup.min. (m ²)	28,9
h vertical (m)	0,92
Sc	1,375

Tabla 58: Características de los módulos.

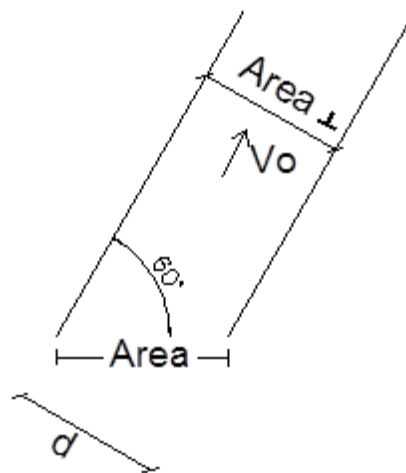


Figura 9: Módulos

Se determinan además los siguientes parámetros:

$$v_o = \frac{TS}{A_{sup} \cdot \sin \theta} = \frac{7 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}}{33,3 \text{ m}^2 \sin 60} = 0,22 \text{ cm/s}$$

$$Re = \frac{2 v_o d}{\nu} = \frac{2 (0,00224 \frac{\text{m}}{\text{s}})(0,10 \text{ m})}{1,0 \times 10^{-6}} = 449$$

$$v_{sc} = \frac{v_o Sc}{(\sin \theta + (l/d) \cos \theta)} = \frac{(8,08 \frac{\text{m}}{\text{h}})(1,375)}{(\sin 60 + (1,06/0,10) \cos 60)} = 1,80 \text{ m/h}$$

Verificando que se encuentran dentro de los rangos recomendados, a continuación se tabulan y las recomendaciones para los mismos:

¹⁷ Ver catálogo de módulos para sedimentadores en Anexo de Memoria descriptiva.

Re	449	<500 Flujo Laminar ¹⁸
vo (cm/s)	0,22	< 0,30 cm/s
	13,2	10 a 25 cm /min ¹⁹
vsc (m/h)	1,80	0,78 -1,98 m/h ²⁰

Tabla 59: Otros parámetros de diseño

Como se puede observar todos los parámetros cumplen con los rangos establecidos en las recomendaciones.

Donde vo se refiere a la velocidad longitudinal media del flujo dentro de los módulos, en la dirección preferencial, definida como el caudal sobre el área total de los módulos que corresponden a una sección perpendicular a los lados de los tubos. Esta velocidad está relacionada con la resuspensión de flóculos depositados en la zona de lodos, de manera de evitar la misma es que se ha de limitar la velocidad media del flujo.

Y vsc la velocidad de sedimentación crítica de la partícula, que es definida por factores externos como los es por ejemplo la geometría del sedimentador, el caudal, elección del tiempo de extracción de muestras en un ensayo de jarras, etc..

4.9.4 Zona de salida o recolección de agua sedimentada

4.9.4.1 Canaletas de recolección

El agua sedimentada se recoge en la superficie de la zona de aguas claras, y se proyecta su recolección mediante canaletas de chapa, colocadas en el largo del sedimentador, provistas de vertederos triangulares en sus laterales.

Se proyectan para cada unidad, dos canaletas del mismo largo que el sedimentador, es decir de 6,7 m según se establece en la bibliografía²¹ para el tipo de sedimentador adoptado, y 0,40 m de ancho, con descarga por ambos lados. Con este diseño se obtiene un caudal por metro lineal de vertedero de 2,4 L/s/m, verificando la recomendación de Acevedo Netto.

Se determina la distancia máxima d entre canaletas mediante la siguiente relación:

$$\frac{d}{h_2} = \frac{432}{TS}$$

Donde,

d distancia máxima entre vertederos,
 h₂ la altura sobre los módulos,
 TS la tasa de sedimentación.

¹⁸ CEPIS, Tratamiento de Agua para consumo Humano-Manual II: Diseño de plantas con tecnología apropiada

¹⁹ CEPIS, Tratamiento de Agua para consumo Humano-Manual II: Diseño de plantas con tecnología apropiada.

²⁰ CEPIS, Tratamiento de Agua para consumo Humano-Manual II: Diseño de plantas con tecnología apropiada.

²¹ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR).

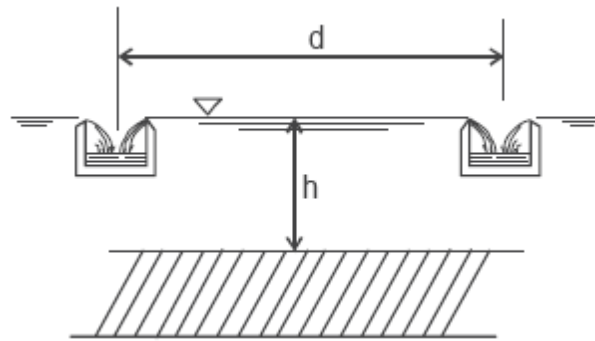


Figura 10: Zona de recolección de agua sedimentada.

Entonces, conocida la tasa de sedimentación de $168 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$, se fija h_2 en base a recomendaciones del fabricante de módulos²² en un valor de $0,70 \text{ m}$ (valores de h_2 entre $0,45 \text{ m}$ y $0,76 \text{ m}$), por lo que tenemos en base a la relación recomendada por Acevedo Netto una distancia entre canaletas de $1,80 \text{ m}$.

$$\frac{d}{h_2} = \frac{432}{\text{TS}} \rightarrow d = \frac{432h_2}{\text{TS}} = \frac{432(0,70 \text{ m})}{168 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}} = 1,80 \text{ m}$$

4.9.4.2 Altura de la canaleta de recolección

La altura total de la canaleta estará determinada por el tirante máximo dentro de la canaleta h_o , la altura del vertedero $h_{\text{vertedero}}$ y una revancha.

Para determinar el valor de estos parámetros que conforman la altura total de la canaleta se debe considerar la descarga en el vertedero triangular y la descarga en la canaleta.

4.9.4.2.1 Vertederos

Cada canaleta de recolección dispondrá de 33 vertederos triangulares de 90° por lado de canaleta y el caudal por vertedero será de $0,0005 \text{ m}^3/\text{s}$. El caudal por vertedero se determina en función de los siguientes parámetros:

$$Q_{\text{vertedero}} = \frac{\left(\frac{Q_{\text{diseño por sedimentador}}}{\text{N}^\circ \text{canaletas} \times \text{Lados de vertederos por canaleta}} \right)}{\text{N}^\circ \text{vertederos}} = \frac{\left(\frac{0,0648 \text{ m}^3/\text{s}}{(2)(2)} \right)}{33} = 0,0005 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para ello se previeron vertederos de $0,05 \text{ m}$ de altura a la base con ángulo al centro de 90° . La base de dichos triángulos es de $0,10 \text{ m}$. El vertido se hará entonces con 33 vertederos de cada lado de las canaletas, espaciados $0,10 \text{ m}$.

$h_{\text{vertedero}}$ (m)	0,05
Ángulo al centro (grados)	90
Ancho superficial	0,1
Separación entre vertederos	0,1

Tabla 60: Dimensiones de vertederos triangulares.

²² Brentwood Industries, Diseño y aplicaciones-Sedimentadores tubulares.

Mediante la ley de descarga de vertederos triangulares recto de lámina delgada con ángulo al centro se halló el tirante dentro de los vertederos:

$$Q = 1,4 H^{5/2} \rightarrow H = \left(\frac{Q}{1,4} \right)^{2/5} = \left(\frac{0,0005 \text{ m}^3/\text{s}}{1,4} \right)^{2/5} = 0,04 \text{ m}$$

Resultando un tirante dentro del vertedero de 0,04 m.

4.9.4.2.2 Descarga en la canaleta

La descarga en la canaleta será libre por lo que se determina el tirante máximo dentro de la canaleta por la ley de descarga de vertederos de lámina delgada:

$$Q = 1,383 b h_0^{1,5} \rightarrow h_0 = \left(\frac{Q}{1,383 b} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,0324 \text{ m}^3/\text{s}}{1,383 (0,4 \text{ m})} \right)^{2/3} = 0,15 \text{ m}$$

Donde,

- b ancho de la canaleta (m)
- h₀ tirante máximo (m)
- Q caudal dentro de la canaleta (m³/s)

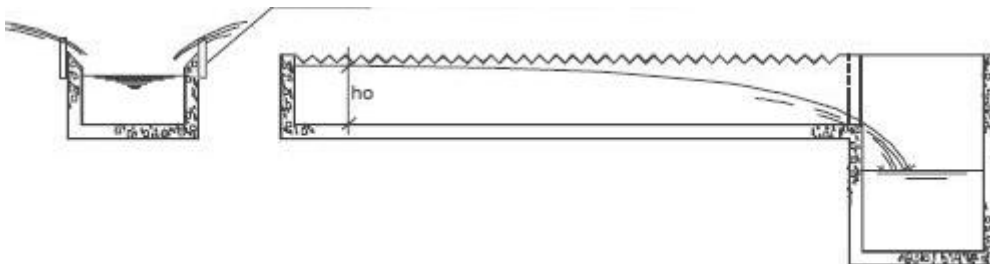


Figura 11: Descarga libre de canaleta de recolección con vertederos a los lados.

Definiendo una revancha en la canaleta de 0,05 m se tiene obtiene la altura total de la canaleta de recolección de 0,25 m.

	h (m)
Altura vertedero triangular	0,05
Revancha	0,05
Tirante máximo dentro de canaleta	0,15
Altura total canaleta de recolección	0,25

Tabla 61: Altura total de la canaleta de recolección.

$$H_{\text{total}} = h_{\text{vertedero}} + h_0 + \text{Revancha} = 0,05 \text{ m} + 0,15 \text{ m} + 0,05 \text{ m} = 0,25 \text{ m}$$

4.9.5 Zona de Lodos y extracción de los mismos

Con la finalidad de acumular la producción de lodos generados por los flóculos sedimentados se diseña una zona ubicada en el fondo del sedimentador. La misma se proyecta en base al tiempo máximo requerido entre descargas sucesivas, que para este caso se adoptó un valor de aproximadamente 8,0 hs, de forma que los lodos se extraigan cada pocas horas sin que el volumen se torne demasiado grande.

Para el diseño de la zona de lodos se debe determinar la producción de los mismos en la unidad. Es importante aclarar que los cálculos se realizan para un sedimentador, trasladándose a los demás que serán idénticos.

4.9.5.1 Producción de lodos

A partir de los datos iniciales del agua bruta, se determinan los kilogramos de sólidos secos que se producen por m³ de agua tratada mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{0,2Col + 1,3T + kD}{1000}$$

Donde,

- S Kg de sólidos secos/m³ de agua tratada
- Col color verdadero del agua bruta (Unid. Pt-Co).
- T turbiedad del agua bruta (NTU).
- k vale 0,26 para el Sulfato de Aluminio (.14 H₂O).
- D dosis de coagulante (mg/L).

Los datos de turbiedad y dosis de coagulante fueron obtenidos de los partes de funcionamiento para la actual planta de tratamiento de la ciudad de Durazno, correspondiente al periodo de tiempo comprendido entre mayo 2009 – abril 2007 que suministró OSE. A continuación se muestra una tabla con los valores utilizados para el cálculo:

Color verdadero (UPt-Co)	78
Turbiedad (NTU)	26
Dosis Coagulante (mg/L)	74
k (Sulf. Al 14 H₂O)	0,26 ²³

Tabla 62: Parámetros de cálculo de S.

$$S = \frac{0,2(78) + 1,3(26) + (0,26)(74)}{1000} = 0,069 \text{ Kg de sólidos secos/m}^3 \text{ de agua bruta}$$

De esta manera el valor obtenido fue de 0,069 Kg de sólidos secos/m³ de agua bruta.

Se determina la masa de lodo generada por hora de operación de la planta, cuyo valor está relacionado a la eficiencia en el sedimentador, mediante la siguiente expresión:

²³ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR).

$$M_L = \frac{\eta SQ}{C} = \frac{(1)(0,069 \text{ Kg de sólidos secos/m}^3 \text{ de agua bruta})(700 \frac{\text{m}^3}{\text{h}})}{0,012 \text{ kg sólidos secos/ kg lodos}} = 4004 \text{ Kg lodo/h}$$

Siendo:

ML	Masa de lodos (kg lodo / hora)
η	Rendimiento del sedimentador ²⁴ (se adopta $\eta = 1$)
Q	Caudal (m ³ /h)
C	Concentración de sólidos secos en el lodo (kg S.Secos / kg lodos)
S	kg de sólidos secos por m ³ de agua tratada.

Se obtiene un valor de masa de lodos de 4004 Kg lodo/h.

Se adopta un valor para la densidad de sólidos secos de 1800 kg / m³, correspondiente al valor medio recomendado.²⁵

A partir de δ_L determina la densidad del lodo generado, a partir de la densidad del agua y la densidad de los sólidos secos, a partir de la siguiente expresión:

$$\delta_L = \frac{1}{\frac{C}{\delta_s} + \frac{1-C}{\delta}}$$

Donde,

δ_L	Densidad del lodo (kg lodo / m ³ de lodo)
δ_s	Densidad de sólidos secos (kg / m ³)
δ	Densidad del agua (kg/m ³)

$$\delta_L = \frac{1}{\frac{0,012 \text{ kg sólidos secos/ kg lodos}}{1800 \text{ kg / m}^3} + \frac{(1 - 0,012 \text{ kg sólidos secos/ kg lodos})}{1000 \text{ kg / m}^3}} = 1005 \text{ Kg de lodo/ m}^3 \text{ de lodo}$$

El valor obtenido para este parámetro es de 1005 Kg de lodo/m³ de lodo.

Por último se calcula el volumen de producción de lodos a partir de la siguiente expresión:

$$V_L = \frac{M_L}{\delta_L} = \frac{4004 \text{ Kg lodo/h}}{1005 \text{ g de lodo/m}^3 \text{ de lodo}} = 4 \text{ m}^3 \text{ lodo/h}$$

Siendo,

VL	Volumen de lodos (m3 de lodo / h)
----	-----------------------------------

El valor de volumen de lodos obtenido es de 4,0 m³ lodo/h.

²⁴ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), se adopta generalmente un valor de $\eta=1$.

²⁵ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), rango de valores para densidad de sólidos secos entre 1300 y 2300 Kg/m³.

4.9.5.2 Dimensiones de tolva

Se diseñan las tolvas de recolección para un tiempo entre descargas sucesivas de aproximadamente 8,0 hs y el volumen de lodos mencionado en el párrafo anterior. De esta manera el volumen que deben poseer el con junto de tolvas por sedimentador será de $11,25 \text{ m}^3$, dispuestos en 12 tolvas.

Las tolvas estarán compuestas por dos partes diferenciadas por su forma, la primera corresponde a un prisma de base cuadas de 1,6 m de lado y altura 0,10 m, y la segunda a una pirámide trunca debajo de la primera de igual base que ésta y altura 0,70 m definida con respecto al ángulo de inclinación de esa pirámide con respecto a la horizontal, ángulo adoptado de 45° según recomendaciones²⁶. El ángulo debe asegurar que los lodos se dirijan hacia la parte inferior de la tolva para su purga a través de un sistema de tuberías que lo conducen hacia el sistema de tratamiento de lodos.

$$V_{\text{Prisma}} = A_{\text{base}}h = 0,26 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{Piramide trunca}} = \frac{h}{3}(A_{\text{base mayor}} + A_{\text{base menor}}) + (A_{\text{base mayor}}A_{\text{base menor}})^{1/2} = 0,68 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{Total}} = (V_{\text{Prisma}} + V_{\text{Piramide trunca}})N^\circ \text{ tolvas} = (0,26 \text{ m}^3 + 0,68 \text{ m}^3)12 = 11,25 \text{ m}^3$$

Para las tres unidades el volumen total es de $33,75 \text{ m}^3$.

El tiempo entre descargas sucesivas se determina mediante la siguiente relación:

$$t_{\text{entre descargas}} = \frac{V_{\text{Total}}}{V_L} = \frac{33,75 \text{ m}^3}{4 \text{ m}^3 \text{ lodo/h}} \cong 8 \text{ h}$$

Entonces en una jornada de 24 hs se realizaran aproximadamente 3 purgas por sedimentador.

4.9.5.3 Purga de lodos

El diseño de la tubería de purga se realizara mediante tres tuberías por cada línea de tolvas en el ancho del sedimentador. Las mismas se encuentran perforadas en su parte superior de manera se que permita el ingreso de los lodos que se encuentran en las tolvas.

Para definir el diámetro de estas, se calcula la velocidad de descarga según recomendaciones²⁷:

$$v = \sqrt{2gH} = \sqrt{2(9,8 \text{ m}^2/\text{s})(3,01\text{m})} = 7,7 \text{ m/s}$$

Siendo,

g aceleración de la gravedad (m^2/s)
H el nivel máximo de agua relativo al punto de descarga (m)

²⁶ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), ángulo recomendado entre 45° y 60° con respecto a la horizontal para que permita el descenso de los lodos hacia la parte inferior de la tolva para su purga.

²⁷ Ecuación de Torricelli, Métodos e Técnicas de Tratamiento de Agua, 2ª edición, Luiz Di Bernardo- Angela Di Bernardo Dantas.

Seleccionado un diámetro se determina el caudal de descarga a partir de la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{descarga}} = C_D \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) v$$

Siendo,

Q_{descarga} , el caudal de descarga en m^3/s
 C_D coeficiente de descarga, valor adoptado es 0,6.
 D el diámetro de la tubería de descarga en m.

Para un diámetro de 250 mm, el caudal de descarga resulta:

$$Q_{\text{descarga}} = 0,6 \left(\frac{\pi (0,25\text{m})^2}{4} \right) \left(7,7 \frac{\text{m}}{\text{s}} \right) = 0,204 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dado que se dispone de tres tuberías se determina el caudal que circula por cada una de ellas mediante:

$$Q_{\text{cada tubería}} = \frac{Q_{\text{descarga}}}{N^{\circ} \text{ tuberías}} = \frac{0,204 \text{ m}^3/\text{s}}{3} = 0,068 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para lo que se verifica un diámetro de 150 mm en fundición dúctil.

Estas tuberías se empalman en una tubería de mayor diámetro, 250 mm en el mismo material, con las piezas correspondientes para el cambio de diámetro.

Se verifica el tirante de las conducciones ubicadas aguas debajo de la descarga, de modo que no supere el 75% de su diámetro. La verificación se realiza mediante la ecuación de Manning, para los siguientes datos, verificándose un tirante aproximado de 56%:

n	0,01
Q(m³/s)	0,204
S %	2
Daa(m)²⁸	0,4

Tabla 63

²⁸ Diámetro comercial en fundición dúctil.

4.10 FILTRACIÓN

4.10.1 Compuerta de entrada al filtro

Cada filtro tendrá una compuerta de entrada de agua sedimentada de 0,40 m de ancho por 0,60 m de altura, ubicada en el fondo del canal de agua sedimentada.

$$A = b h = (0,4 \text{ m})(0,6 \text{ m}) = 0,24 \text{ m}^2$$

Estas compuertas, al tener una descarga ahogada, estarán interconectadas por lo que se verifica un nivel de pelo de agua igual para todos los filtros. El ingreso de agua a los filtros se hace por medio de un canal común, de modo que trabajen por “vasos comunicantes”.

El diseño de las compuertas evita tener pérdidas de carga considerables. Se determina esta pérdida de carga con la ecuación general de los orificios:

$$Q = C_d A \sqrt{2g\Delta H} \rightarrow \Delta H = \frac{\left(\frac{Q}{C_d A}\right)^2}{2g}$$

Donde,

C_d	coeficiente de descarga
A	área de la sección de pasaje (m^2)
H	pérdida de carga (m)

$$\Delta H = \frac{\left(\frac{0,0486 \text{ m}^3/\text{s}}{(0,6)(0,24 \text{ m}^2)}\right)^2}{2(9,8 \text{ m}^2/\text{s})} = 0,0058 \text{ m}$$

4.10.2 Parámetros de diseño y dimensionado de filtros

Los parámetros básicos para el diseño y dimensionado de los filtros son la tasa de filtración y la tasa de lavado. La tasa de filtración o carga superficial, se calcula mediante:

$$TF = \frac{Q}{A}$$

De acuerdo al tipo de filtro elegido estas varían según recomendaciones²⁹ entre 10 y 20 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$, adoptándose un valor de 14 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ para el diseño.

$$TF = \frac{Q}{A} \rightarrow A = \frac{Q}{TF} = \frac{700 \text{ m}^3/\text{h}}{14 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}} = 50 \text{ m}^2$$

En cuanto a la cantidad de filtros que conformarán la batería será de cuatro unidades según recomendaciones³⁰.

²⁹ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), tasa de filtración para filtros de lecho mixto (arena y antracita) varían entre 10 y 20 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$.

³⁰ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR).

A partir de la tasa de filtración adoptada, el caudal de diseño³¹ y número de unidades se determina el área de cada unidad de filtración.

$$A_{\text{por filtro}} = \frac{A}{N^{\circ}\text{Filtros}} = \frac{50 \text{ m}^2}{4} = 12,5 \text{ m}^2$$

Se definen a partir del valor del área calculada para cada filtro las dimensiones de cada unidad. Dada la búsqueda de optimización de espacios, facilidad de construcción y que la adaptación en forma compacta a las unidades anteriores del sistema de tratamiento, se fija un ancho de 3,1 m con el que resulta, dada el área calculada por filtro, un largo de 4,0 m.

$$B = 3,1 \text{ m} \rightarrow L = \frac{A}{B} = 4,0 \text{ m}$$

El siguiente parámetro básico de diseño mencionado es la tasa de lavado, o velocidad de lavado. La velocidad de lavado seleccionada fue de 0,93 m/min, incluida dentro del rango establecido en las recomendaciones para este parámetro³². La elección del valor de la velocidad de lavado está vinculada a la expansión del manto filtrante en un porcentaje entre 30 y 50 %, determinado en la bibliografía³³. La velocidad de lavado elegida provoca una expansión del manto del 32 % de la antracita y del 43,5% de la arena.

4.10.3 Lavado de filtros

4.10.3.1 Lavado con agua

En función del diseño del sistema de lavado de filtros adoptado (sistema de lavado mutuo), se asume que el caudal de lavado es igual al caudal de diseño. Se determina la velocidad de lavado en función del caudal de lavado y del área de cada filtro.

$$v_{\text{lavado}} = \frac{Q_{\text{lavado}}}{A_{\text{por filtro}}} = \frac{0,194 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} (60)}{12,5 \text{ m}^2} = 0,93 \text{ m/min}$$

4.10.3.1.1 Expansión del manto

A partir de la velocidad de lavado se determina la porosidad final para un manto expandido entre un 30 y 50 %.

La porosidad final para una velocidad de lavado dada se halla a partir de la fórmula de Dharmarajah-Cleasby:

$$\log \left[K \frac{(\epsilon d_e)^3}{(1-\epsilon)^2} \right] = 0.565 - 1.5(\log \psi)^2 + 1.093 \log N_R + 0.18(\log N_R)^2 - 0.00392(\log N_R)^4$$

³¹ El caudal de diseño debe dividirse entre la cantidad de filtros elegida para el cálculo de las dimensiones de cada unidad.

³² Métodos e Técnicas de Tratamiento de Agua, 2ª edición, Luiz Di Bernardo- Angela Di Bernardo Dantas. Rango de Velocidad de lavado entre 0,6 y 1,0 m/min.

³³ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR).

Siendo los parámetros:

$$K = \frac{\rho(\rho_s - \rho)g\psi^3}{216\mu^2} \quad N_R = \frac{\rho\psi v d_e}{6\mu(1 - \epsilon)} \quad d_e = \sqrt{D_{10}D_{90}}$$

Donde,

V	velocidad ascensional (m/s)
ψ	coeficiente de esfericidad
d _e	diámetro equivalente(m)
ε	porosidad del lecho expandido
ρ	densidad del agua
ρ _s	densidad de la partícula
μ	viscosidad dinámica (kg/m.s)

La expansión del manto se determina mediante la siguiente expresión:

$$E = \frac{\epsilon_e - \epsilon_0}{1 - \epsilon_e}$$

Donde,

ε ₀	porosidad del manto filtrante sin expansión
ε _e	porosidad del manto fluidificado

Para la velocidad de lavado elegida de 0,93 m/min se logra una expansión del 32 % para la antracita y 43,5% para la arena, verificándose las recomendaciones. Se muestran en las siguientes planillas los cálculos realizados para la obtención de estos resultados.

	ANTRACITA	ARENA
Tamaño efectivo D10(m)	0,0009	0,0005
Coeficiente de uniformidad (Cu)	1,5	1,5
Coeficiente de esfericidad (ψ)	0,7	0,8
Porosidad (ϵ_0)	0,5	0,42
Densidad de la partícula (ρ) (Kg/m ³)	1600	2600
Espesor del manto (m)	0,5	0,3

D90 (m)	0,0018	0,0010
---------	--------	--------

Densidad del agua (kg/m ³)	999,1	999,1
T (°C)	19,5	19,5
μ (kg/m.s)	0,001021	0,001021
g (m ² /s)	9,8	9,8

K	8962437155.0	35642155854.8
NR	5,919098966	3,522099221
de	0,001262638	0,000701465
ϵ	0,621174991	0,595785304
FÓRMULA DHARMARAJAH-CLEASBY=0	1,05396E-05	0,000007187

EXPANSIÓN		
ϵ_e	0,62	0,60
ϵ_0	0,5	0,42
E	32,0%	43,5%

Tabla 64: Cálculo de la expansión a partir de la velocidad de lavado.

4.10.3.1.2 Pérdida de carga durante el lavado

Las pérdidas de carga durante el lavado son diferentes según qué parte componente del filtro se estudie.

- FALSO FONDO

La pérdida de carga a través de los bloques Leopold se determina en función de los datos proporcionados por el fabricante y la velocidad de lavado.

Para una velocidad de lavado de 0,93 m/min la pérdida de carga es de 4,33 pulgadas lo que corresponde a aproximadamente unos 0,11 m según el siguiente gráfico.

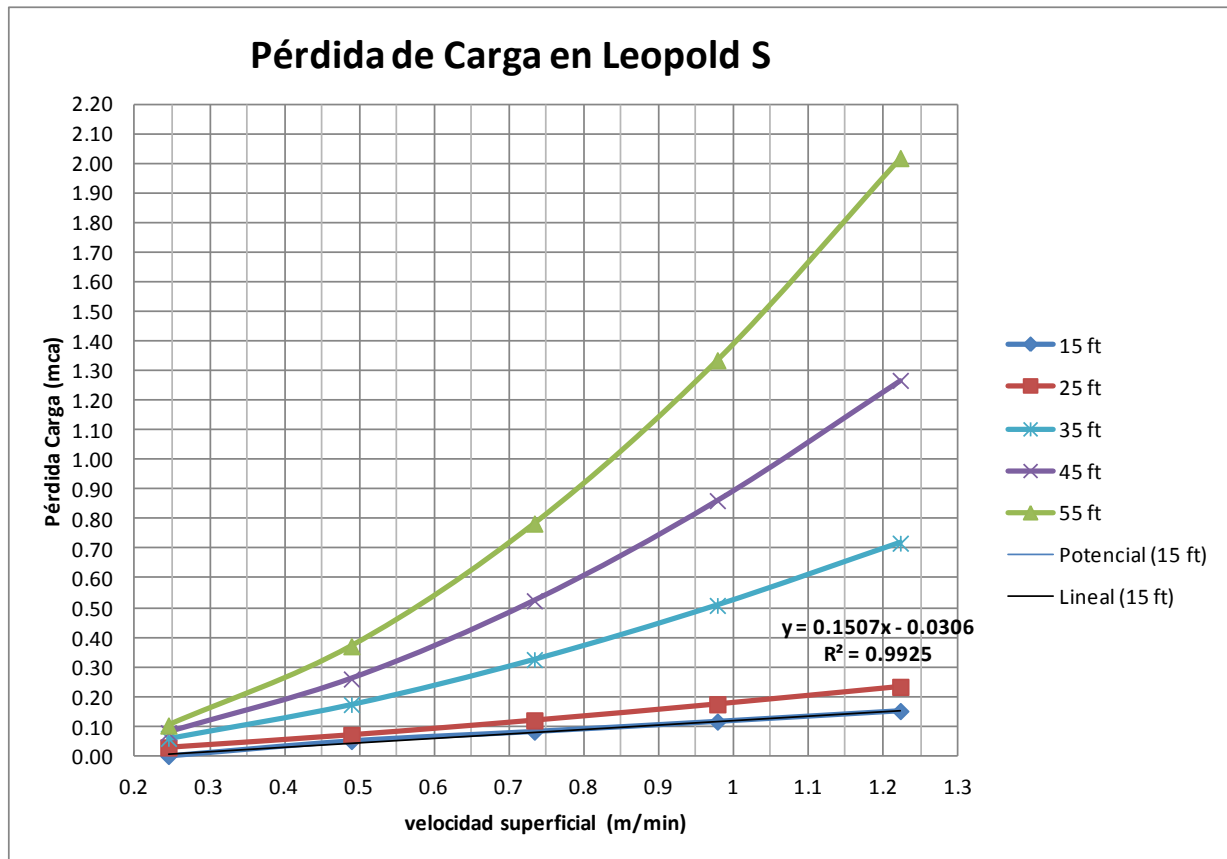


Gráfico 14: Pérdida de carga Bloque Leopold (Fabricante)

- MANTO SOPORTE

La pérdida de carga a través del manto soporte se determina en función de la velocidad de lavado y el espesor del manto, según la siguiente relación:

$$\Delta h_{\text{manto soporte}} = \left(\frac{h_{\text{manto soporte}}}{3} \right) v_{\text{lavado}} = \left(\frac{0,25 \text{ m}}{3} \right) 0,93 \text{ m/min} = 0,078 \text{ m}$$

- MANTO FILTRANTE

La pérdida de carga a través del manto filtrante se determina en función de las densidades de las partículas y del agua, porosidad inicial y el espesor del manto, según la siguiente relación:

$$\Delta h_{\text{manto filtrante}} = h_{\text{manto filtrante}} \left(\frac{\rho_s - \rho_0}{\rho_0} \right) (1 - \varepsilon_0)$$

Siendo,

h el espesor del manto (m)
 ρ_s densidad de la partícula en Kg/m^3
 ρ_0 densidad del agua en Kg/m^3
 ε_0 porosidad inicial

Como el manto filtrante está compuesto por arena y antracita, se realiza el cálculo anterior y luego se suman las pérdidas de carga para ambos resultando en la pérdida de carga total.

$$\Delta h_{\text{arena}} = h_{\text{arena}} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) (1 - \varepsilon_0) = 0,3 \text{ m} \left(\frac{2600 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} - 1000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}}{1000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}} \right) (1 - 0,42) = 0,279 \text{ m}$$

$$\Delta h_{\text{antracita}} = h_{\text{antracita}} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) (1 - \varepsilon_0) = 0,5 \text{ m} \left(\frac{1600 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} - 1000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}}{1000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}} \right) (1 - 0,5) = 0,150 \text{ m}$$

$$\Delta h_{\text{manto filtrante}} = \Delta h_{\text{antracita}} + \Delta h_{\text{arena}} = 0,279 \text{ m} + 0,150 \text{ m} = 0,429 \text{ m}$$

- **SOBRE LA CANALETA DE RECOLECCIÓN**

La pérdida de carga sobre la canaleta de recolección se determina a partir de la ecuación:

$$Q = 1,838 B H^{3/2} \rightarrow \Delta h_{\text{sobre canaleta}} = H = \left(\frac{Q}{1,838 B} \right)^{2/3}$$

Siendo,

- Q lavado por canaleta total (m³/s)
- B ancho de vertedero (m)
- H altura de agua en el filtro sobre borde de canaleta (m)

$$\Delta h_{\text{sobre canaleta}} = \left(\frac{Q}{1,838 B} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,233 \text{ m}^3/\text{s}}{1,838 \cdot 3,1 \text{ m}} \right)^{2/3} = 0,0205 \text{ m}$$

4.10.3.2 Lavado con aire

El caudal de lavado con aire se determina a partir de los valores recomendados para tasas de aplicación de aire³⁴.

Tasa de aplicación(L/s/m²)	10 a 25
Tasa elegida(L/s/m²)	15
Superficie de filtro(m²)	12,4
Q(L/s)	186
Q(m³/s)	0,186
Q(m³/h)	669,6

Tabla 65

³⁴ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR),

Se calcula la pérdida de carga a través de las tuberías y a través del falso fondo, manto soporte y manto filtrante. Para ello se utiliza el siguiente gráfico en función de la velocidad de aplicación de aire.

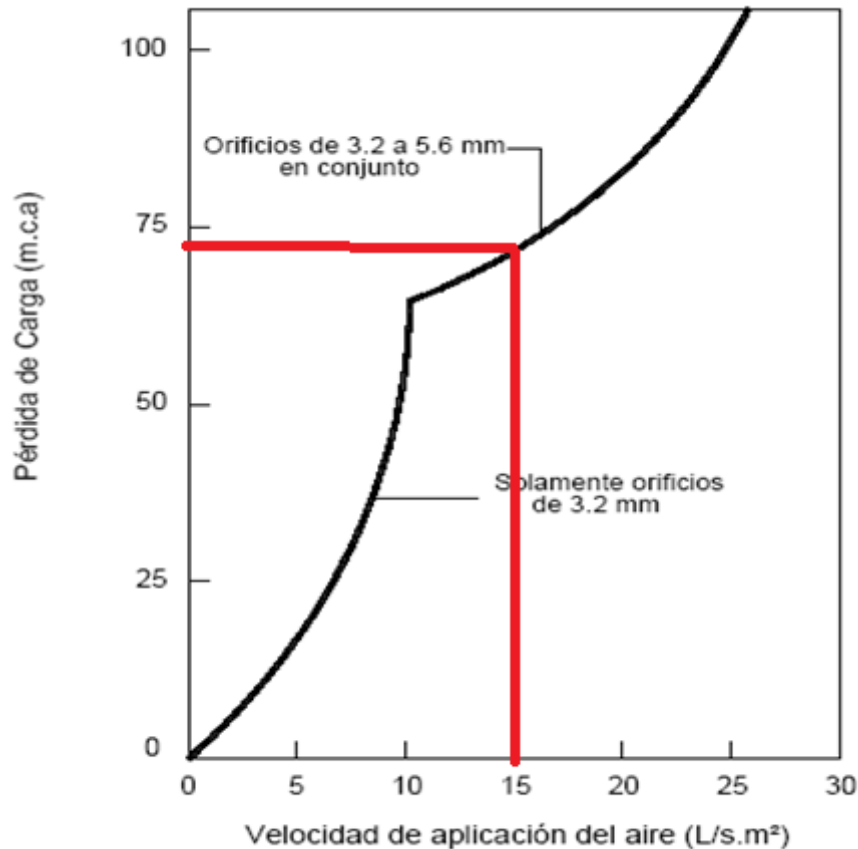


Figura 12: Gráfico pérdidas de carga en Bloques Leopold en función de la velocidad de aire.

Del gráfico de pérdidas de carga en bloques Leopold se estima la pérdida de carga en lavado con aire para la tasa de aplicación definida, siendo la misma de:

$$\Delta h = 66 \text{ m. c. a}$$

Las pérdidas de carga en las tuberías de aire se calculan mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta p = 32,5 \frac{\rho_{ar} l Q_{ar}^2 \delta}{Dt^5}$$

Siendo,

Dt	diámetro interno de tubería (m)
l	longitud total de la tubería
Q _{ar}	caudal de aire (m³/s)
Δp	caída de presión (Pa)
μ	coeficiente de fricción
ρ	densidad del aire (kg/m³)

$$\delta = 0,000507 + \frac{0,00001294}{Dt}$$

El equipo soplante deberá entregar el caudal antes mencionado y tener una presión suficiente que supere las pérdidas de carga provocadas por la fricción del aire en las tuberías, el falso fondo, manto soporte, manto filtrante doble y la altura de agua.

Conociendo la pérdida de presión desde el inicio de la línea de aire (junto al compresor) hasta las salidas de aire debajo de los bloques Leopold, se transforma en pérdida de carga al dividir la pérdida de presión entre el peso específico del agua (a 20°C es 9789 N/m³) Se suman todas las pérdidas de carga involucradas.

- ARENA

$$P_{arena} = \gamma_{arena} h = 2600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} 0,3\text{m} = 780 \text{ kg/m}^2$$

$$\Delta h_{arena} = \frac{P_{arena}}{9789 \frac{\text{N}}{\text{m}^3}} = 0,797\text{mca}$$

- ANTRACITA

$$P_{antracita} = \gamma_{antracita} h = 1600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} 0,5\text{m} = 800 \text{ kg/m}^2$$

$$\Delta h_{antracita} = \frac{P_{antracita}}{9789 \frac{\text{N}}{\text{m}^3}} = 0,82\text{mca}$$

- GRAVA

$$P_{grava} = \gamma_{grava} h = 2600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} 0,25\text{m} = 650 \text{ kg/m}^2$$

$$\Delta h_{grava} = \frac{P_{grava}}{9789 \frac{\text{N}}{\text{m}^3}} = 0,66\text{mca}$$

- AGUA

$$\Delta h_{agua} = 2,45\text{mca}$$

$$\Delta h_{total} = 0.797\text{mca} + 0,82\text{mca} + 0,66 \text{ mca} + 2,45\text{mca} = 4,73 \text{ mca}$$

- TUBERIA DE AIRE

$$\Delta p = 32,5 \frac{\rho_{ar} l Q_{ar}^2 \delta}{Dt^5} = 32,5 \frac{(1,64\text{kg/m}^3) 20\text{m} (0,186\text{m}^3/\text{s})^2 \delta}{0,125^5}$$

$$\delta = 0,000507 + \frac{0,00001294}{Dt} = 0,000507 + \frac{0,00001294}{0,125} = 0,00061$$

$$\Delta p = 32,5 \frac{\rho_{ar} l Q_{ar}^2 \delta}{D t^5} = 32,5 \frac{(1,64 \text{ kg/m}^3) 20 \text{ m} \left(\frac{0,186 \text{ L}^2}{\text{s}} \right) 0,00061}{(0,125)^5} = 1474,68 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Presión soplador (sin bloques Leopold)} = \frac{1474,68 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{9789 \frac{\text{N}}{\text{m}^3}} + 4,73 \text{ mca} = 0,15 \text{ mca} + 4,73 \text{ mca} = 4,88 \text{ m. c. a.}$$

Se determina la velocidad del aire según la siguiente relación,

$$v = \frac{Q_{aire}}{A} = \frac{4 Q_{aire}}{\pi D^2} = \frac{4 \left(0,186 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right)}{\pi (0,125 \text{ m})^2} = 15,16 \text{ m/s}$$

Una vez determinadas las pérdidas de carga antes mencionadas, se concluye que la presión que debe suministrar el equipo es de $7,1 \text{ kg/cm}^2$.

$$\text{Presión de trabajo del soplante} = 66 \text{ mca} + 4,88 \text{ mca} \cong 71 \text{ m. c. a.}$$

$$\text{Presión de trabajo del soplante} \cong 7 \text{ BAR}$$

4.10.3.3 Canaleta de recolección de agua de lavado

Para recoger el agua de lavado se dispone de una única canaleta de recolección por filtro, ubicada en el eje longitudinal de la unidad y en todo el largo del filtro. Las dimensiones de la canaleta de recolección se presentan en la siguiente tabla:

b(m)	0,6
h(m)	0,4
L(m)	4,0

Tabla 66: Dimensiones de la canaleta de recolección.

La canaleta de hormigón descarga libremente a un canal donde se encuentra ubicada la compuerta de desagüe operada manualmente para realizar el lavado. Para ello se verifico la descarga libre mediante la siguiente expresión para vertederos de lámina delgada:

$$Q = 1,383 b h_0^{3/2} \rightarrow h_0 = \left(\frac{Q}{1,383 b} \right)^{2/3}$$

Donde,

- b ancho de la canaleta (m)
- h₀ tirante máximo (m)
- Q caudal dentro de la canaleta (m³/s)

Nota: El caudal de lavado para el dimensionado de la canaleta se debe aumentar en un 20% del caudal de lavado determinado anteriormente.

$$h_0 = \left(\frac{Q}{1,383 b} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{\left(0,233 \frac{m^3}{s} / 2 \right)}{1,383 (0,6 m)} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,30 m$$

Se considera una revancha de seguridad en la canaleta de 0,15 m, por lo que la altura total de la canaleta de recolección es de 0,45 m.

El fondo de las canaletas recolectoras debe ubicarse a una cota superior al nivel del manto filtrante expandido. Generalmente se adopta para esta condición una expansión teórica del 50%, asegurando que no exista riesgo de pérdida de material.

Se presentan en la siguiente tabla los cálculos realizados para determinar la altura a la cual debe ubicarse el fondo de la canaleta.

ALTURA DEL MANTO EXPANDIDO	Fondo Leopold (m)	Grava (m)	Antracita (m)	Arena (m)	Htotal (m)	Hexp total (m)
H (m)	0,30	0,25	0,50	0,30	1,35	--
Hexp (m)	0,30	0,25	0,66	0,43	--	1,64
Hexp del 50% del manto para el lavado (m)	0,30	0,25	0,99	0,65		2,19

Tabla 67: Expansión del manto normal y del 50%del mismo.

Entonces a partir del valor 2,19 m para manto expandido un 50%, valor medido desde en fondo del filtro, si se le resta la profundidad correspondiente a falso fondo, lecho soporte y lecho filtrante, la canaleta debe ubicarse 0,84 m por encima del lecho.

4.10.4 Ubicación del vertedero de salida

La altura del vertedero de rebose que controla el flujo desde la batería de filtros de carbón activado, se diseña de manera que suministre la carga hidráulica necesaria para permitir el lavado de los filtros.

La pérdida de carga para la determinación de la ubicación del vertedero se realiza según recomendaciones.

Se define un el nivel de vertedero de salida referido al nivel máximo o lo que es lo mismo el nivel de agua sobre la canaleta, como h_v .

$$h_v = h_1 + h_2 + h_3$$

Siendo,

- h_1 pérdida de carga por entrada de agua desde canal de interconexión al falso fondo (m)
- h_2 pérdida de carga en falso fondo (m)
- h_3 pérdida de carga en manto (m)

Entonces, el valor de h_1 corresponde a la pérdida en las conducciones desde la salida del filtro hacia el canal de interconexión donde se encuentra el vertedero. En la siguiente tabla se presenta el cálculo para h_1 .

Q lavado (m ³ /s)	Diámetro interior tubería (mm)	v (m/s)	C	j (m/m)
0,19444	600	0,69 ³⁵	140	0,000583

Tabla 68

$$j(\text{m/m}) = 10,643 \frac{(Q/C)^{1,85}}{(D)^{4,87}}$$

Siendo,

- v la velocidad en la tubería en m/s
- C el coeficiente de Hazen-Williams
- j pérdida de carga unitaria en (m/m)

PÉRDIDA DE CARGA EN CONDUCCIONES				
PIEZAS	Cantidad	K	Pérdida de carga localizada (m)	Pérdida de carga distribuida (m)
Entrada abrupta	1	1	0,024	
Tubería salida de canal interconexión (m)	5			0,003
Salida abrupta	1	1	0,024	
Válvula de cierre	1	0,2	0,005	
TOTALES PARCIALES (m)			0,053	0,003
TOTAL PÉRDIDA DE CARGA CONDUCCIONES (m)				0,06

Tabla 69: Cálculo de pérdida de carga h_1 .

El valor de h_2 es el valor de la pérdida de carga en los falsos fondos Leopold para el caudal de lavado y su valor es de 0,11 m.

El valor para h_3 es el valor de la pérdida de carga en el manto soporte y el manto filtrante para la expansión necesaria durante el lavado y su valor es de 0,51 m.

El valor para h_v resulta de:

$$h_v = h_1 + h_2 + h_3 = 0,06 \text{ m} + 0,11 \text{ m} + 0,51 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

Para ubicar el vertedero debemos agregar a h_v la altura de agua sobre el vertedero.

$$h_L = h_v + h_f$$

Esta última es determinada a partir de la siguiente ecuación:

³⁵ Esta dentro del rango de velocidades recomendado, 0,6 a 1,0 m/s.

$$Q = 1,838 \text{ b } h_f^{3/2} \rightarrow h_f = \left(\frac{Q}{1,838 \text{ b}} \right)^{2/3}$$

Entonces,

$$h_f = \left(\frac{Q}{1,838 \text{ b}} \right)^{2/3} = \left(\frac{\left(0,233 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right)}{1,838 (3,1 \text{ m})} \right)^{2/3} = 0,075 \text{ m}$$

$$h_L = h_v + h_f = 0,67 \text{ m} + 0,075 \text{ m} = 0,75 \text{ m}$$

4.10.1 Niveles en el filtro

Se presenta a continuación una tabla que indica los niveles de operación del filtro y otros niveles a considerar³⁶:

NIVELES	h(m)	COTA (m)
Losa	0,2	0,2
Falso Fondo (Leopold)	0,3	0,5
Manto Soporte (grava)	0,25	0,75
Manto Filtrante (Arena +Antracita)	0,8	1,55
Fondo de la Canaleta	0,84	2,39
Altura de la canaleta	0,45	2,84
Vertedero de rebose en canal de interconexión	0,75	3,58
Vertedero de rebose estructura ³⁷	-0,033	3,55
N2c	1,1	4,68
N3c	0,15	4,83
Revancha	0,53	5,36

Tabla 70: Niveles relevantes en el filtro.

En el plano Nº 9 se presenta un corte de la batería de filtros, donde se indican los niveles de operación y otros de importancia.

El nivel mínimo sobre el manto es el nivel correspondiente al nivel de operación del filtro limpio. Este se determina a partir de las pérdidas de carga que se desarrolla en el filtrado al pasar por el manto filtrante, manto soporte, falso fondo y conducciones hasta llegar al nivel No en el vertedero de salida.

El nivel N3c es el nivel que se desarrolla cuando se está lavando un filtro y las demás unidades se sobrecargan de manera de asumir la función del filtro fuera de operación habitual.

Los restantes niveles de la estructura de filtración se determinan en función de las condiciones de funcionamiento del filtro.

³⁶ Los niveles que se presentan en la tabla son referidos a la cota cero ubicada en la base de la unidad antes de la losa de piso, sin considerar la cámara de recolección de agua filtrada.

³⁷ Medido desde el nivel de vertedero de rebose.

4.10.2 Desagües

4.10.2.1 Compuerta a canal de desagüe

El agua proveniente del lavado entra al canal de desagüe pasando previamente por una compuerta operada solamente durante el lavado. Este canal se encuentra ubicado por debajo del canal de ingreso de agua sedimentada, presentando las mismas dimensiones en planta que el anterior.

Las compuertas de desagüe fueron diseñadas de sección cuadrada de 0,4 m de ancho.

$$A = b h = (0,4 \text{ m})(0,4 \text{ m}) = 0,16 \text{ m}^2$$

El diseño de las compuertas evita tener pérdidas de carga considerables. Se determina esta pérdida de carga con la ecuación general de los orificios:

$$Q = C_d A \sqrt{2g\Delta H} \rightarrow \Delta H = \frac{\left(\frac{Q}{C_d A}\right)^2}{2g}$$

Donde,

C _d	coeficiente de descarga
A	área de la sección de pasaje (m ²)
H	pérdida de carga (m)

$$\Delta H = \frac{\left(\frac{0,0486 \text{ m}^3/\text{s}}{(0,6)(0,16 \text{ m}^2)}\right)^2}{2(9,8 \text{ m}^2/\text{s})} = 0,0131 \text{ m}$$

4.10.2.2 Desagüe de agua de lavado

Todos los filtros poseen descarga al canal de desagüe, siendo un canal común a la batería de filtros, aunque el lavado se realiza de a uno por vez. Una vez que el agua entra al canal, es conducida hacia uno de los extremos del mismo por medio de una leve pendiente de fondo, hacia la red de desagües por medio de una tubería de 400 mm en PVC. Los cálculos y verificaciones para su dimensionamiento se encuentran a continuación.

Suponiendo un diámetro de 400 mm, determino mediante la siguiente relación la velocidad de esa tubería y verifico si se encuentra dentro de los valores recomendados.

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} \rightarrow v = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4(0,1944 \text{ m}^3/\text{s})}{\pi(0,3804)^2} = 1,71 \text{ m/s}$$

Se verifica el tirante de las conducciones ubicadas aguas debajo de la descarga, de modo que no supere el 75% de su diámetro. La verificación se realiza mediante la ecuación de Manning, para los siguientes datos, verificándose un tirante aproximado de 55%:

n	0,01
Q(m ³ /s)	0,1944
S %	2
Daa(m) ³⁸	0,4

Tabla 71

Una vez en la red de desagües, el agua de lavado de filtros se dirige al tanque de amortiguación para ser posteriormente tratada por una unidad de sedimentación y dispuesta a desagüe (colector).

4.10.2.3 Tubería de desagüe para vaciado

Para definir el diámetro de la tubería para vaciado del filtro, se calcula la velocidad de descarga según recomendaciones³⁹:

$$v = \sqrt{2gH} = \sqrt{2 \left(9,8 \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2} \right) (4,68 \text{ m})} = 9,6 \text{ m/s}$$

Siendo,

g aceleración de la gravedad (m²/s²)

H el nivel máximo de agua relativo al punto de descarga (m)

Seleccionado un diámetro se determina el caudal de descarga a partir de la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{descarga}} = C_D \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) v$$

Siendo,

Q_{descarga} , el caudal de descarga en m³/s

C_D el coeficiente de descarga, valor adoptado es 0,6.

D el diámetro de la tubería de descarga en m.

Para un diámetro de 75 mm, el caudal de descarga resulta:

$$Q_{\text{descarga}} = 0,6 \left(\frac{\pi (0,075\text{m})^2}{4} \right) \left(9,6 \frac{\text{m}}{\text{s}} \right) = 0,0254 \text{ m}^3/\text{s}$$

³⁸ Diámetro comercial en PVC.

³⁹ Ecuación de Torricelli, Métodos e Técnicas de Tratamiento de Agua, 2ª edición, Luiz Di Bernardo- Angela Di Bernardo Dantas.

4.11 ADSORCIÓN

4.11.1 Compuerta de entrada al filtro

Cada filtro tendrá una compuerta de entrada de agua sedimentada de 0,40 m de ancho por 0,60 m de altura, ubicada en el fondo del canal de agua filtrada proveniente de la batería de filtros de lecho mixto.

$$A = b h = (0,4 \text{ m})(0,6 \text{ m}) = 0,24 \text{ m}^2$$

Estas compuertas, al tener una descarga ahogada, estarán interconectadas por lo que se verifica un nivel de pelo de agua igual para todos los filtros. El ingreso de agua a los filtros se hace por medio de un canal común, de modo que trabajen por “vasos comunicantes”.

El diseño de las compuertas evita tener pérdidas de carga considerables. Se determina esta pérdida de carga con la ecuación general de los orificios:

$$Q = C_d A \sqrt{2g\Delta H} \rightarrow \Delta H = \frac{\left(\frac{Q}{C_d A}\right)^2}{2g}$$

Donde,

C_d	coeficiente de descarga
A	área de la sección de pasaje (m^2)
H	pérdida de carga (m)

$$\Delta H = \frac{\left(\frac{0,0324 \text{ m}^3/\text{s}}{(0,6)(0,24 \text{ m}^2)}\right)^2}{2(9,8 \text{ m}^2/\text{s})} = 0,0026 \text{ m}$$

4.11.2 Parámetros de diseño y dimensionado de filtros

Los parámetros básicos para el diseño y dimensionado de los filtros son la tasa de filtración y la tasa de lavado. La tasa de filtración o carga superficial, se calcula mediante:

$$TF = \frac{Q}{A}$$

De acuerdo al tipo de filtro elegido estas varían según recomendaciones⁴⁰ entre 5 y 24 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$, adoptándose un valor de 7 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ para el diseño.

$$TF = \frac{Q}{A} \rightarrow A = \frac{Q}{TF} = \frac{700 \text{ m}^3/\text{h}}{10 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}} = 100 \text{ m}^2$$

En cuanto a la cantidad de filtros que conformarán la batería será de seis unidades según recomendaciones⁴¹.

⁴⁰ Water Treatment Design Plant, 5ª Edición.

⁴¹ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR).

A partir de la tasa de filtración adoptada, el caudal de diseño⁴² y número de unidades se determina el área de cada unidad de filtración.

$$A_{\text{por filtro}} = \frac{A}{N^{\circ}\text{Filtros}} = \frac{100 \text{ m}^2}{6} = 16,7 \text{ m}^2$$

Se definen a partir del valor del área calculada para cada filtro las dimensiones de cada unidad. Dada la búsqueda de optimización de espacios, facilidad de construcción y que la adaptación en forma compacta a las unidades anteriores del sistema de tratamiento, se fija un ancho de 2,8 m con el que resulta, dada el área calculada por filtro, un largo de 6,0 m.

$$B = 2,8 \text{ m} \rightarrow L = \frac{A}{B} = 6,0 \text{ m}$$

El siguiente parámetro básico de diseño mencionado es la tasa de lavado, o velocidad de lavado. La velocidad de lavado seleccionada fue de 0,7 m/min, incluida dentro del rango establecido en las recomendaciones para este parámetro⁴³. La elección del valor de la velocidad de lavado está vinculada a la expansión del manto filtrante en un porcentaje entre 75 y 100 %, determinado en la bibliografía⁴⁴. La velocidad de lavado elegida provoca una expansión del manto del 87,2 %.

4.11.3 Dimensionado del manto de CAG

La profundidad del manto se determina en función del parámetro denominado tiempo de contacto de lecho vacío (EBCT)⁴⁵, que sigue la siguiente relación:

$$EBCT = \frac{V}{Q} \rightarrow V = EBCT Q$$

Donde,

- EBCT es el tiempo de contacto de lecho vacío en minutos
- V es el volumen aparente del lecho en m³
- Q es el caudal en m³/min

$$V = A h = EBCT Q \rightarrow h = \frac{EBCT Q}{A} = \frac{(12 \text{ min})(0,194 \text{ m}^3/\text{s})}{16,7 \text{ m}^2} = 1,40 \text{ m}$$

Adoptándose un valor de EBCT de 12 minutos según recomendaciones, con un área por filtro de 16,7 m² y un caudal por filtro de 0,194 m³/min el valor de la profundidad del manto es de 1,40 m.

⁴² El caudal de diseño debe dividirse entre la cantidad de filtros elegida para el cálculo de las dimensiones de cada unidad.

⁴³ Métodos e Técnicas de Tratamiento de Água, 2ª edición, Luiz Di Bernardo- Angela Di Bernardo Dantas. Rango de Velocidad de lavado entre 0,6 y 1,0 m/min.

⁴⁴ Water Treatment Design Plant, 5ª Edición.

⁴⁵ AWWA, EBCT entre 5 y 25 minutos

U.S.Department of the Interior Bureau of Reclamation , EBCT entre 6 y 30 minutos.

4.11.4 Lavado de filtros

4.11.4.1 Lavado con agua

En función del diseño del sistema de lavado de filtros adoptado (sistema de lavado mutuo), se asume que el caudal de lavado es igual al caudal de diseño. Se determina la velocidad de lavado en función del caudal de lavado y del área de cada filtro.

$$v_{\text{lavado}} = \frac{Q_{\text{lavado}}}{A_{\text{por filtro}}} = \frac{0,194 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} (60)}{16,7 \text{ m}^2} = 0,70 \text{ m/min}$$

4.11.4.1.1 Expansión del manto

Para asegurar la buena limpieza de las partículas del manto, se recomienda tener una expansión de entre 75 y 100%⁴⁶.

La expansión del manto filtrante se determina con base en la siguiente curva característica proporcionada por el fabricante para un tipo de carbón activado granular seleccionado.

NORIT® GAC 1240

(continued)

Engineering Data

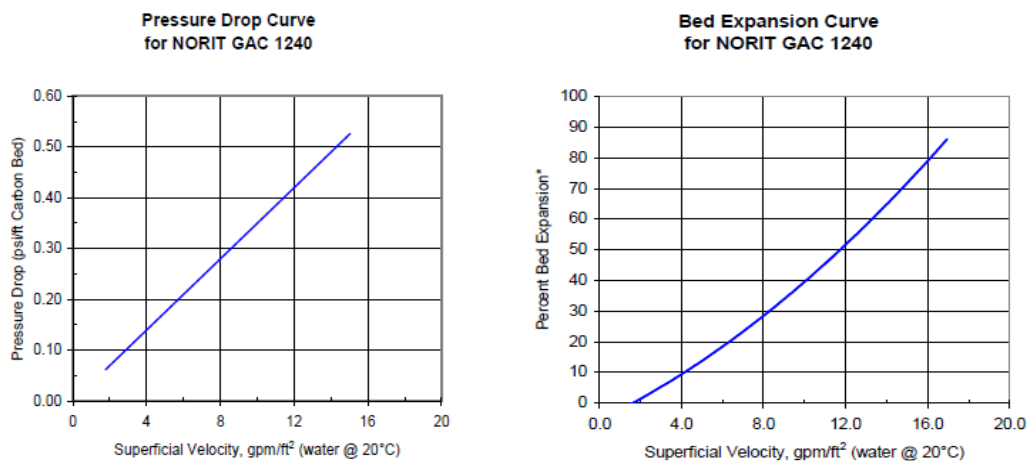


Figura 13: Curva característica CAG.

Para entrar en el gráfico se determinó la tasa de filtración en unidades de TF (gpm/ft²), para ello es necesario tener el Q(gal/min) y el A(ft²) en las unidades correspondientes.

Se realiza la conversión siguiente:

$$Q \left(\frac{\text{gal}}{\text{min}} \right) = \frac{264,17 \cdot Q \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right)}{60} = \frac{264,17 \cdot \left(700 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right)}{60} = 3081,98 \text{ gal/min}$$

⁴⁶ U.S.Department of the Interior Bureau of Reclamation.

$$A(\text{ft}^2) = 10,76 A(\text{m}^2) = 10,76(16,7 \text{ m}^2) = 179,33 \text{ ft}^2$$

$$\text{TF}(\text{gpm}/\text{ft}^2) = \frac{Q\left(\frac{\text{gal}}{\text{min}}\right)}{A(\text{ft}^2)} = \frac{3081,98 \text{ gal}/\text{min}}{179,33 \text{ ft}^2} = 17,2 \text{ gpm}/\text{ft}^2$$

Se obtuvo una expansión del manto filtrante en función de la tasa superficial de lavado de 87,2 %, lo que representa un manto expandido de 1,22 m sobre el nivel del manto en condiciones normales.

La carrera de filtración máxima posible será de 36 horas para este tipo de filtros.

Estableciéndose a nivel diseño un tiempo de lavado de 10 minutos, el caudal de lavado resulta de 0,233 m³/s.

4.11.4.1.2 Pérdida de carga durante el lavado

Las pérdidas de carga durante el lavado son diferentes según qué parte componente del filtro se estudie.

- FALSO FONDO

La pérdida de carga a través de los bloques Leopold se determina en función de los datos proporcionados por el fabricante y la velocidad de lavado.

Para una velocidad de lavado de 0,70 m/min la pérdida de carga es de aproximadamente unos 0,11 m según el siguiente gráfico.

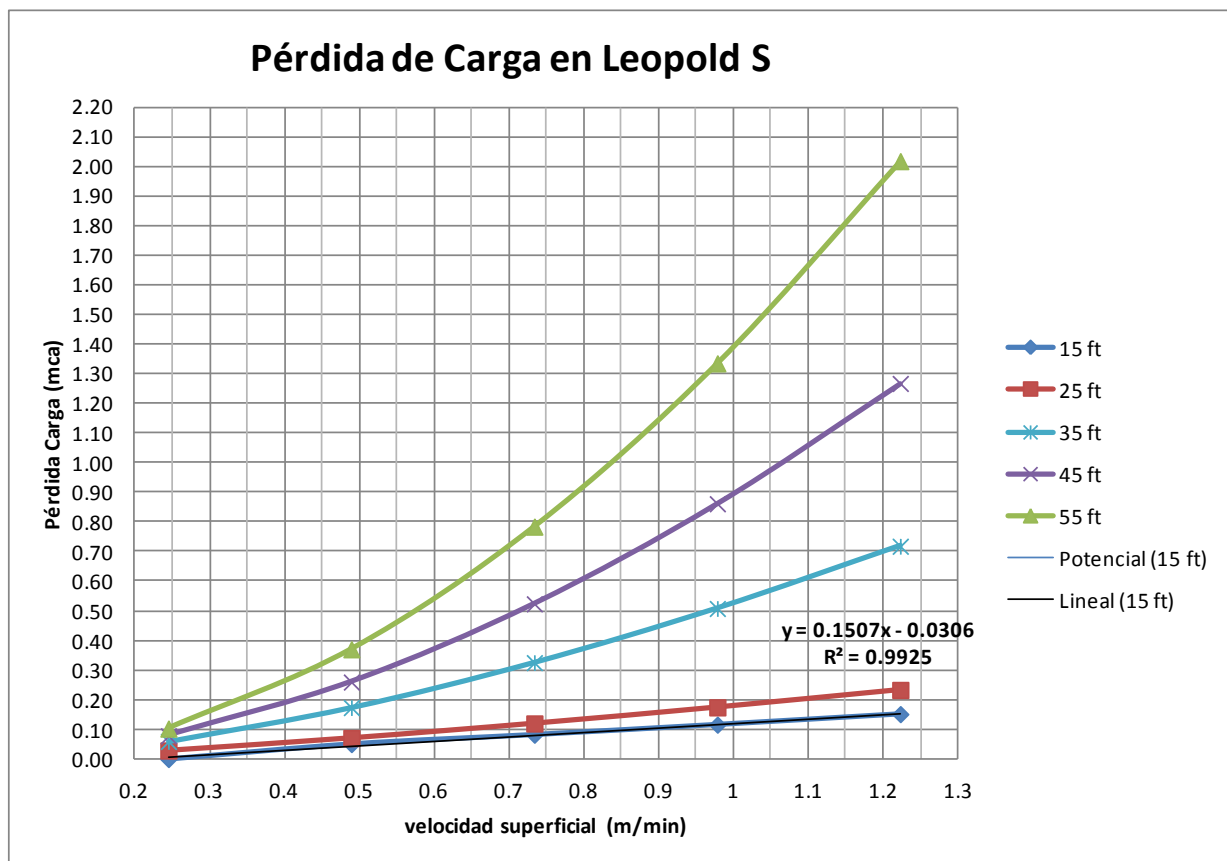


Gráfico 15: Perdida de carga Bloque Leopold (Fabricante)

- MANTO SOPORTE

La pérdida de carga a través del manto soporte se determina en función de la velocidad de lavado y el espesor del manto, según la siguiente relación:

$$\Delta h_{\text{manto soporte}} = \left(\frac{h_{\text{manto soporte}}}{3} \right) v_{\text{lavado}} = \left(\frac{0,20 \text{ m}}{3} \right) 0,70 \text{ m/min} = 0,047 \text{ m}$$

- MANTO FILTRANTE

La pérdida de carga a través del manto filtrante se determina en función de las densidades de las partículas y del agua, porosidad inicial y el espesor del manto, según la siguiente relación:

$$\Delta h_{\text{manto filtrante}} = h_{\text{manto filtrante}} \left(\frac{\rho_s - \rho_0}{\rho_0} \right) (1 - \varepsilon_0)$$

Siendo,

h	el espesor del manto (m)
ρ_s	densidad de la partícula en Kg/m ³
ρ_0	densidad del agua en Kg/m ³
ε_0	porosidad inicial

Como el manto filtrante está compuesto por carbón activado, se realiza el cálculo anterior y luego se suman las pérdidas de carga para ambos resultando en la pérdida de carga total.

$$\Delta h_{\text{carbon activado}} = h_{\text{carbon activado}} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) (1 - \varepsilon_0) = 1,4 \text{ m} \left(\frac{1500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} - 1000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}}{1000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}} \right) (1 - 0,5) = 0,351 \text{ m}$$

$$\Delta h_{\text{manto soporte}} + \Delta h_{\text{manto filtrante}} = 0,047 \text{ m} + 0,351 \text{ m} = 0,40 \text{ m}$$

- SOBRE LA CANALETA DE RECOLECCIÓN

La pérdida de carga sobre la canaleta de recolección se determina a partir de la ecuación:

$$Q = 1,838 B H^{3/2} \rightarrow \Delta h_{\text{sobre canaleta}} = H = \left(\frac{Q}{1,838 B} \right)^{2/3}$$

Siendo,

Q	lavado por canaleta total (m ³ /s)
B	ancho de vertedero (m)
H	altura de agua en el filtro sobre borde de canaleta (m)

$$\Delta h_{\text{sobre canaleta}} = \left(\frac{Q}{1,838 B} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,233 \text{ m}^3/\text{s}}{1,838 (6,0 \text{ m})} \right)^{2/3} = 0,05 \text{ m}$$

4.11.4.2 Canaleta de recolección de agua de lavado

Para recoger el agua de lavado se dispone de una única canaleta de recolección por filtro, ubicada en el eje longitudinal de la unidad y en todo el largo del filtro. Las dimensiones de la canaleta de recolección se presentan en la siguiente tabla:

b(m)	0,6
h(m)	0,4
L(m)	6,0

Tabla 72: Dimensiones de la canaleta de recolección.

La canaleta de hormigón descarga libremente a un canal donde se encuentra ubicada la compuerta de desagüe operada manualmente para realizar el lavado. Para ello se verifico la descarga libre mediante la siguiente expresión para vertederos de lámina delgada:

$$Q = 1,383 b h_0^{3/2} \rightarrow h_0 = \left(\frac{Q}{1,383 b} \right)^{2/3}$$

Donde,

- b ancho de la canaleta (m)
- h₀ tirante máximo (m)
- Q caudal dentro de la canaleta (m³/s)

Nota: El caudal de lavado para el dimensionado de la canaleta se debe aumentar en un 20% del caudal de lavado determinado anteriormente.

$$h_0 = \left(\frac{Q}{1,383 b} \right)^{2/3} = \left(\frac{\left(0,233 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} / 2 \right)}{1,383 (0,6 \text{ m})} \right)^{2/3} = 0,32 \text{ m}$$

Se considera una revancha de seguridad en la canaleta de 0,13 m, por lo que la altura total de la canaleta de recolección es de 0,45 m.

El fondo de las canaletas recolectoras debe ubicarse a una cota superior al nivel del manto filtrante expandido. Se adopta para esta condición una expansión teórica del 87,2 %, asegurando que no exista riesgo de pérdida de material.

Entonces a partir del valor 2,62 m para manto expandido un 87,2 %, valor medido desde el fondo del filtro, si se le resta la profundidad correspondiente a falso fondo, lecho soporte y lecho filtrante, la canaleta debe ubicarse 0,72 m por encima del lecho.

4.11.5 Ubicación del vertedero de salida

La altura del vertedero de rebose que controla el flujo desde el tanque de agua clara, se diseña de manera que suministre la carga hidráulica necesaria para permitir el lavado de los filtros.

La pérdida de carga para la determinación de la ubicación del vertedero se realiza según recomendaciones.

Se define un el nivel de vertedero de salida referido al nivel máximo o lo que es lo mismo el nivel de agua sobre la canaleta, como h_v .

$$h_v = h_1 + h_2 + h_3$$

Siendo,

- h_1 pérdida de carga por entrada de agua desde canal de interconexión al falso fondo (m)
- h_2 pérdida de carga en falso fondo (m)
- h_3 pérdida de carga en manto (m)

Entonces, el valor de h_1 corresponde a la perdida en las conducciones desde la salida del filtro hacia el canal de interconexión donde se encuentra el vertedero. En la siguiente tabla se presenta el cálculo para h_1 .

Q lavado (m3/s)	Diámetro interior tubería (mm)	v (m/s)	C	j (m/m)
0,19444	600	0,69 ⁴⁷	140	0,000583

Tabla 73

$$j(\text{m/m}) = 10,643 \frac{(Q/C)^{1,85}}{(D)^{4,87}}$$

Siendo,

- v la velocidad en la tubería en m/s
- C el coeficiente de Hazen-Williams
- j perdida de carga unitaria en (m/m)

PÉRDIDA DE CARGA EN CONDUCCIONES				
PIEZA	Cantidad	K	Pérdida de carga localizada (m)	Pérdida de carga distribuida (m)
Entrada abrupta	1	1	0,024	
Tubería salida de canal interconexión (m)	29,1			0,017
Codo 90°	1	0,75	0,001	
Te de pasaje directo	5	0,3	0,036	
Salida abrupta	1	1	0,024	
Válvula de cierre	1	0,2	0,005	
TOTALES PARCIALES (m)			0,091	0,017
TOTAL PÉRDIDA DE CARGA CONDUCCIONES (m)				0,11

Tabla 74: Cálculo de pérdida de carga h_1 .

⁴⁷ Esta dentro del rango de velocidades recomendado, 0,6 a 1,0 m/s.

El valor de h_2 es el valor de la pérdida de carga en los falsos fondos Leopold para el caudal de lavado y su valor es de 0,11 m.

El valor para h_3 es el valor de la pérdida de carga en el manto soporte y el manto filtrante para la expansión necesaria durante el lavado y su valor es de 0,40 m.

El valor para h_v resulta de:

$$h_v = h_1 + h_2 + h_3 = 0,11 \text{ m} + 0,11 \text{ m} + 0,40 \text{ m} = 0,61 \text{ m}$$

Para ubicar el vertedero debemos agregar a h_v la altura de agua sobre el vertedero.

$$h_L = h_v + h_f$$

Esta última es determinada a partir de la siguiente ecuación:

$$Q = 1,838 b h_f^{3/2} \rightarrow h_f = \left(\frac{Q}{1,838 b} \right)^{2/3}$$

Entonces,

$$h_f = \left(\frac{Q}{1,838 b} \right)^{2/3} = \left(\frac{\left(0,233 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right)}{1,838 (6,0 \text{ m})} \right)^{2/3} = 0,05 \text{ m}$$

$$h_L = h_v + h_f = 0,61 \text{ m} + 0,05 \text{ m} = 0,66 \text{ m}$$

4.11.6 Niveles en el filtro

Se presenta a continuación una tabla que indica los niveles de operación del filtro y otros niveles a considerar⁴⁸:

NIVELES	h(m)	COTA (m)
Losa	0,2	0,2
Falso Fondo (Leopold)	0,3	0,5
Manto Soporte (grava)	0,2	0,7
Manto Filtrante (Arena +Antracita)	1,4	2,10
Fondo de la Canaleta	0,72	2,82
Altura de la canaleta	0,45	3,27
Vertedero de rebose en canal de interconexión	0,66	3,93
Vertedero de rebose estructura ⁴⁹	-0,128	3,80
N2c	1,6	5,53
N3c	0,2	5,73
Revancha	0,48	6,21

Tabla 75: Niveles relevantes en el filtro.

En el plano N°10 se presenta un corte de la batería de filtros, donde se indican los niveles de operación y otros de importancia.

El nivel mínimo sobre el manto es el nivel correspondiente al nivel de operación del filtro limpio. Este se determina a partir de las pérdidas de carga que se desarrolla en el filtrado al pasar por el manto filtrante, manto soporte, falso fondo y conducciones hasta llegar al nivel No en el vertedero de salida.

El nivel N3c es el nivel que se desarrolla cuando se está lavando un filtro y las demás unidades se sobrecargan de manera de asumir la función del filtro fuera de operación habitual.

Los restantes niveles de la estructura de filtración se determinan en función de las condiciones de funcionamiento del filtro.

⁴⁸ Los niveles que se presentan en la tabla son referidos a la cota cero ubicada en la base de la unidad antes de la losa de piso, sin considerar la cámara de recolección de agua filtrada.

⁴⁹ Medido desde el nivel de vertedero de rebose.

4.11.7 Desagües

4.11.7.1 Compuerta a canal de desagüe

El agua proveniente del lavado entra al canal de desagüe pasando previamente por una compuerta operada solamente durante el lavado. Este canal se encuentra ubicado por debajo del canal de ingreso de agua sedimentada, presentando las mismas dimensiones en planta que el anterior.

Las compuertas de desagüe fueron diseñadas de sección cuadrada de 0,4 m de ancho.

$$A = b h = (0,4 \text{ m})(0,4 \text{ m}) = 0,16 \text{ m}^2$$

El diseño de las compuertas evita tener pérdidas de carga considerables. Se determina esta pérdida de carga con la ecuación general de los orificios:

$$Q = C_d A \sqrt{2g\Delta H} \rightarrow \Delta H = \frac{\left(\frac{Q}{C_d A}\right)^2}{2g}$$

Donde,

C _d	coeficiente de descarga
A	área de la sección de pasaje (m ²)
H	pérdida de carga (m)

$$\Delta H = \frac{\left(\frac{0,0486 \text{ m}^3/\text{s}}{(0,6)(0,16 \text{ m}^2)}\right)^2}{2(9,8 \text{ m}^2/\text{s})} = 0,0131 \text{ m}$$

4.11.7.2 Desagüe de agua de lavado

Todos los filtros poseen descarga al canal de desagüe, siendo un canal común a la batería de filtros, aunque el lavado se realiza de a uno por vez. Una vez que el agua entra al canal, es conducida hacia uno de los extremos del mismo por medio de una leve pendiente de fondo, hacia la red de desagües por medio de una tubería de 400 mm en PVC. Los cálculos y verificaciones para su dimensionamiento se encuentran a continuación.

Suponiendo un diámetro de 400 mm, determino mediante la siguiente relación la velocidad de esa tubería y verifico si se encuentra dentro de los valores recomendados.

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} \rightarrow v = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4(0,1944 \text{ m}^3/\text{s})}{\pi(0,3804)^2} = 1,71 \text{ m/s}$$

Se verifica el tirante de las conducciones ubicadas aguas debajo de la descarga, de modo que no supere el 75% de su diámetro. La verificación se realiza mediante la ecuación de Manning, para los siguientes datos, verificándose un tirante aproximado de 55%:

n	0,01
Q(m ³ /s)	0,
S %	2
Daa(m) ⁵⁰	0,4

Tabla 76

Una vez en la red de desagües, el agua de lavado de filtros se dirige al tanque de amortiguación para ser posteriormente tratada por una unidad de sedimentación y dispuesta a desagüe (colector).

4.11.7.3 Tubería de desagüe para vaciado

Para definir el diámetro de la tubería para vaciado del filtro, se calcula la velocidad de descarga según recomendaciones⁵¹:

$$v = \sqrt{2gH} = \sqrt{2 \left(9,8 \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \right) (4,68 \text{ m})} = 9,6 \text{ m/s}$$

Siendo,

- g aceleración de la gravedad (m²/s)
- H el nivel máximo de agua relativo al punto de descarga (m)

Seleccionado un diámetro se determina el caudal de descarga a partir de la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{descarga}} = C_D \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) v$$

Siendo,

- Q_{descarga}, el caudal de descarga en m³/s
- C_D el coeficiente de descarga, valor adoptado es 0,6.
- D el diámetro de la tubería de descarga en m.

Para un diámetro de 75 mm, el caudal de descarga resulta:

$$Q_{\text{descarga}} = 0,6 \left(\frac{\pi (0,075\text{m})^2}{4} \right) \left(9,6 \frac{\text{m}}{\text{s}} \right) = 0,0254 \text{ m}^3/\text{s}$$

⁵⁰ Diámetro comercial en PVC.

⁵¹ Ecuación de Torricelli, Métodos e Técnicas de Tratamiento de Agua, 2ª edición, Luiz Di Bernardo- Angela Di Bernardo Dantas.

4.12 DESINFECCIÓN

Esta etapa tiene como objetivo garantizar la potabilidad del agua desde el punto de vista microbiológico, asegurando la ausencia de microorganismos patógenos que puedan afectar la salud de la población.

El sistema de desinfección cuenta con 2 etapas, la primera es un sistema de desinfección con UV previo a que el agua filtrada proveniente de la batería de filtros de CAG y la segunda etapa de desinfección con cloro gas, destinada a asegurar la presencia de cloro residual en el tanque de Agua Clara así como en la red de distribución de la ciudad.

4.12.1 Desinfección UV

Se realiza la desinfección mediante rayos ultravioletas mediante un reactor UV de la marca WEDECO modelo Quadron 3000 el cual cumple con las dosis recomendadas por la EPA para la inactivación de 2Log de, Giardia, Virus y Cryptosporidium.

4.12.1.1 Pérdidas de carga

El equipo recomendado no altera el funcionamiento hidráulico de la planta ya que introduce pérdidas de carga despreciables en el flujo de agua filtrada.

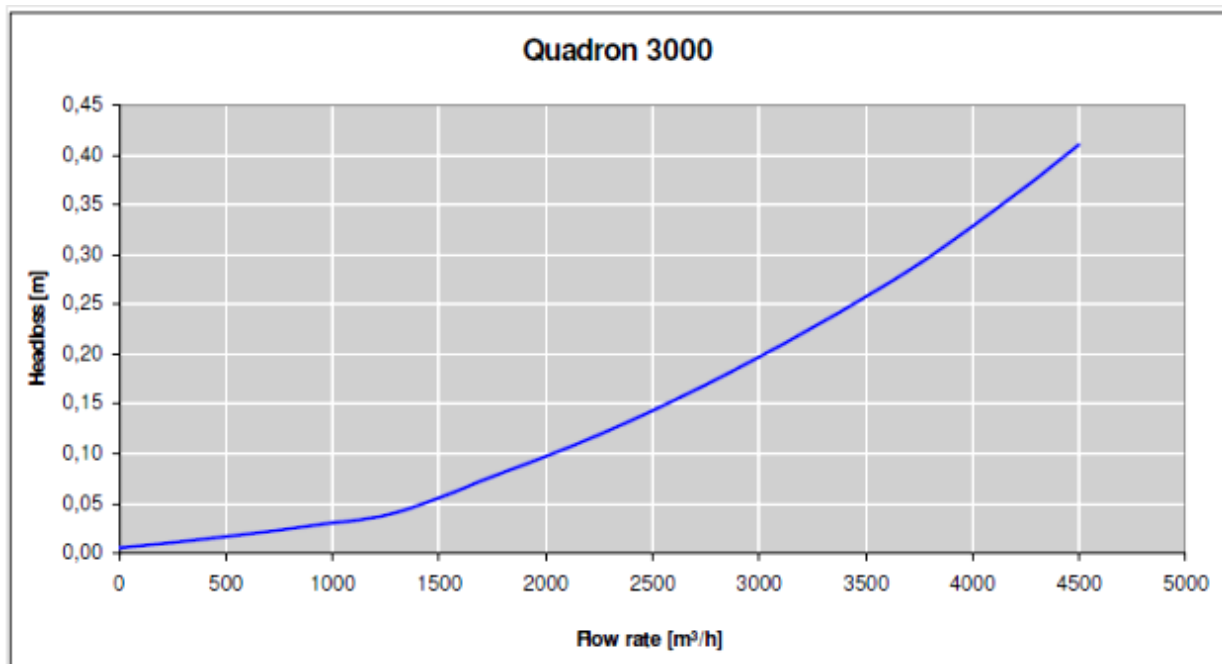


Tabla 77: Pérdidas de carga producida por equipo UV QUADRON 3000

4.12.1.2 Consumo de Energía

El equipo cuenta con 5 lámparas de media presión cuyo consumo individual es de 9,3 kW, por lo tanto, el consumo total del equipo es de 46,5 Kw y su alimentación debe ser realizada en 400 V-480 V.

4.12.2 Desinfección con cloro

4.12.2.1 Dosificación con cloro

Para el diseño de la nueva planta se estima que la dosis a aplicar será de 1,0 mg/L, considerando que existe pre- oxidación de materia orgánica al inicio del tratamiento y desinfección por UV. En caso de que esté fuera de funcionamiento el sistema de desinfección UV, se estima que la dosis máxima a aplicar será de 1,5 mg/L.

4.12.2.2 Consumo de cloro

Para la dosis de cloro a aplicar se calcula el consumo diario y de esa manera se determina la cantidad de cilindros de cloro gas se deben tener en operación simultánea así como la cantidad que debe haber en reserva en el recinto.

$$C = \frac{D Q}{1000}$$

Donde,

- C es la capacidad kg/día
- Q es el caudal máximo de la planta m³/día
- D es la dosis máxima de cloro en mg/L

Para el caudal de diseño, se tiene un consumo diario de cloro:

$$C = \frac{D Q}{1000} = \frac{\left(1,5 \frac{\text{g}}{\text{m}^3}\right) 16800 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{1000} = 25,2 \text{ kg/d}$$

Se realiza el mismo cálculo para los distintos caudales, con la misma dosis de proyecto, obteniéndose los resultados que muestran en la siguiente tabla.

Q(m ₃ /s)	Q(m ₃ /d)	Dosis Cl ₂ (mg/l)	C(consumo Cl ₂ /día)	Cilindros de 68 kg		
				En servicio	Vacíos	Reserva mínima
0,104	8976	1,5	13,5	1	2	3
0,112	9672	1,5	14,5	1	2	3
0,127	10944	1,5	16,4	1	2	3
0,142	12264	1,5	18,4	2	4	6
0,159	13704	1,5	20,6	2	4	6
0,176	15192	1,5	22,8	2	4	6
0,194	16800	1,5	25,2	2	4	6

Tabla 78: Consumo de cloro y cantidad de cilindros de 68 kg necesarios para la cloración

El cuadro anterior toma como referencia las recomendaciones del CEPIS⁵² según lo muestra el siguiente cuadro:

⁵² CEPIS, Tratamiento de Agua para consumo Humano-Manual II: Diseño de plantas con tecnología apropiada.

Número de cilindros necesarios según la capacidad requerida

Cilindros de 68 kg				Cilindros de 908 kg			
Capacidad requerida kg/día	En servicio	Vacíos	Reserva mínima	Capacidad requerida kg/día	En servicio	Vacíos	Reserva mínima
0–18	1	2	3	54–180	1	1	2
18–36	2	4	6	180–360	2	2	4
36–54	3	6	9	360–540	3	3	6
54–72	4	8	12	540–720	4	4	8
72–90	5	10	15	720–900	5	5	10
90–100	6	12	18	900–1.000	6	6	12
				> 1.000	Usar evaporador		

Tabla 79: Recomendaciones del CEPIS-cantidad de cilindros de cloro según la capacidad requerida

Entonces, al inicio de proyecto se deberán instalar 1 cilindro en operación y 1 más en espera conectados a una válvula automática que al detectar que está vacío el primer cilindro, cierra el pasaje hacia el cilindro vacío y habilita la toma de cloro del cilindro que estaba en espera.

La solución súper clorada se inyecta en la tubería de agua que ingresa al tanque de contacto mediante un difusor.

4.12.2.3 Eficiencia de la desinfección

Con la dosis aplicada de desea lograr 3 log de inactivación de Giardia y 4 log de inactivación de virus de acuerdo el Reglamento SWTR de la EPA. Para lograr esos niveles de inactivación se requieren los siguientes valores de CxT ⁵³.

	Grado de activación	CxT_{10} (mg/L.min)
Giardia	3 log (99,9%)	104
Virus	4 log (99,99%)	6

Tabla 80: Valores de CxT necesarios para inactivación de Giardia y Virus con cloro

4.12.2.4 Tiempo de contacto

El tiempo de contacto del desinfectante será la variable a tener en cuenta en el diseño del tanque de contacto de cloro.

$$T = \frac{V}{Q} \quad \text{es el tiempo de retención hidráulico medio}$$

$$T_{10} = \frac{V}{Q} \cdot \frac{T_{10}}{T} \quad \text{es el tiempo de contacto}$$

$$\frac{T_{10}}{T} \quad \text{factor de baffle}$$

⁵³ Fuente A.W.WA - Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), valores de CxT

El factor de baffle depende del tipo de flujo que se da dentro del tanque de contacto cuyos valores de referencia⁵⁴ se muestran a continuación:

CONDICION DE BAFFLE	T_{10}/T	DESCRIPCIÓN
MUY POBRE (FLUJO MEZCLADO)	0,1	Baja relación largo/ancho, sin baffles y con agitación
POBRE	0,3	Sin baffles, mayor relación largo/ancho
MEDIA	0,5	Baffles en el Ingreso o salida, algún baffle intermedio
BUENA	0,7	Ingreso con pantalla difusora, baffles intermedios y salida por vertederos
PERFECTA (FLUJO PISTÓN)	1	Tuberías o reactores de muy alta relación largo/ancho

Tabla 81: Condición de baffle

Según las recomendaciones y para el diseño de tipo de flujo dentro del tanque, el coeficiente de baffle adoptado es de 0,6.

El tipo de diseño realizado para el Tanque de Agua Clara o Contacto es del tipo:

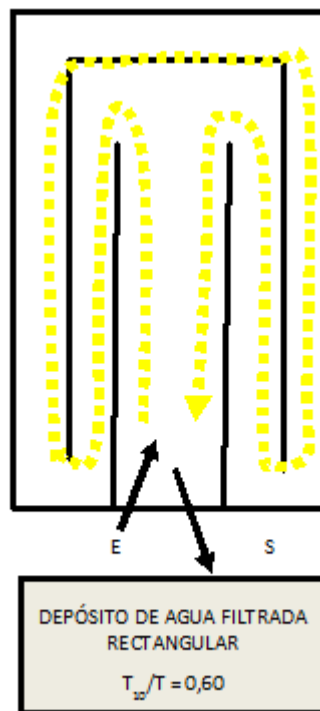


Figura 14: Tipo de tanque.

Para el coeficiente de baffle elegido, el T_{10} obtenido es de 69 minutos, por lo tanto el valor de CT logrado es de 104.

⁵⁴ Fuente A.W.WA - Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), valores de factor de baffle

4.12.2.5 Caudal de solución clorada

La solución clorada será aplicada a la tubería proveniente de la etapa de filtración (posterior al reactor UV), previo al ingreso al tanque de Agua Clara, mediante un inyector, como fuera mencionado en el punto 11.3.12.12 de la Memoria Descriptiva.

El caudal de la solución clorada se calcula a través de la siguiente ecuación:

$$q = \frac{D Q}{C}$$

Siendo:

- D dosis de cloro aplicada (mg/L)
- Q caudal de la planta (m³/h)
- C concentración 3500 (mg/L)
- q caudal de la solución (m³/h)

D	Q	C	q(m ³ /h)
1,5	374	3500	0,160
1,5	403	3500	0,173
1,5	456	3500	0,195
1,5	511	3500	0,219
1,5	571	3500	0,245
1,5	633	3500	0,271
1,5	700	3500	0,300

Tabla 82: Caudal de solución clorada según caudal de la planta

Para la dosis de proyecto de 1,5 mg/L y el caudal de fin de proyecto el equipo de bombeo deberá bombear un caudal de 0,3 m³/h.

4.12.2.6 Capacidad del Clorador

Paso Nº	Datos	Unidad	Criterios/fórmulas	Cálculos	Resultados	Unidad
1	Caudal de diseño	l/s	$q=QD_M/C$	$q=194,4*1,5/3500*1000$	Caudal mínimo de agua	m^3/s
	$Q=194,44$			$q=8,335 \times 10^{-5}$	requerido para la	
	Dosis máxima	mg/l		$q=0,3$	operación del inyector	m^3/h
	$D_M=1,5$					
	Concentración de la solución	mg/l				
	$C=3500$					
2			$W=QD_M$	$W=(194,4*1,5*3600)/1000$ $W=1050$	Capacidad requerida del equipo	g/h
3	En el cuadro 6,6 seleccionamos el equipo que nos pued dar la capacidad requerida $W_{\max}=1050$, se toma $W=1400$	g/h		$W_{\min}=1050/20$ $W_{\min}=52,5$	Capacidad mínima del clorador	g/h
4	Velocidad en la tubería de alimentación de agua $V=0,90$	m/s	$A=q/V$	$A=(5,55 \times 10^{-5})/0,9$ $A=6,173 \times 10^{-5}$	Área de la tubería	m^2
5	Diámetro de la tubería de alimentación de agua $L=10$	m	$\phi=\text{raiz}(4A/\pi)$	$\phi=\text{raiz}(4*6,173 \times 10^{-5}/3,1416)$ $\phi=0,009$ $\phi=0,0127$	Diámetro de la tubería de alimentación de agua diam comercial (1/2 pulgada)	m
6	Coeficiente de fricción $f=0,03$		$H_0=(f*L/\phi)*(V^2/2g)$	$H_0=(0,03*10)/0,0127*(0,9^2/2*9,8)$ $H_0=1,49$	Pérdidas de carga por fricción	m
7	Pérdidas de carga localizadas en accesorios, $K=5,5$		$H_m=KV^2/2g$	$H_m=5,5*(0,9^2)/2*9,8$ $H_m=0,23$	Pérdidas de cargas localizadas	m
8	Presión requerida por el inyector, $h=30$	m	$H=h+H_0+H_m$	$H=30+1,49+0,23$ $H=31,72$	Carga dinámica total	m
9	Peso específico del agua $\gamma=1000$ $E=0,85$	kg/m^3	$P=\gamma \cdot q \cdot H/75E$	$P=(1000 \cdot 5,55 \times 10^{-5} * 31,72)/75*0,85$ $P=0,028$	Potencia	HP

Tabla 83: Cálculo de la capacidad del Clorador

El equipo clorador deberá tener una capacidad de 1400 g/h para atender la demanda de cloro.

Consultada una empresa de plaza dedicada a sistemas de desinfección recomendó un equipo clorador de 44 kg/d para atender la producción requerida de cloro.

Dicho clorador es de doble cabezal y switcheo automático, es decir que una vez que un cilindro se termina automáticamente pasa a tomar cloro del que está en espera.

Para asegurar el buen funcionamiento del eyector se deben asegurar $3,0 \text{ kg/cm}^2$ de presión en la línea de agua que lleva la solución súperclorada, dicha tubería deberá ser de $3/4''$, para este caso se utilizará una tubería de $1''$ que unirá el clorador con el punto de inyección de cloro en la tubería de agua filtrada, previo al ingreso al tanque. La presión necesaria será la de la impulsión de la planta de tratamiento.

4.12.3 Tanque de Contacto y de Agua Clara

4.12.3.1 Diseño

En el diseño del tanque tomó en consideración el tiempo de contacto que tendría el desinfectante aplicado al agua proveniente de los filtros, más específicamente se le diseñaron BUFLES de modo de lograr un flujo interno al tanque lo más parecido al flujo pistón y lograr así el mayor coeficiente de BAFFLE, T_{10}/T .

Como se mencionó, el valor adoptado de baffle, T_{10}/T es de 0,6. Para este valor, los requerimientos de inactivación planteados y la dosis de proyecto, se llega a determinar el volumen necesario del depósito de contacto. Entonces se tiene que:

$$C \times T_{10} = 104 \rightarrow T_{10} = \frac{104}{C} = \frac{104}{1,5} = 69 \text{ min}$$

$$\frac{T_{10}}{T} = 0,6 \rightarrow T = \frac{T_{10}}{0,6} = \frac{69 \text{ min}}{0,6} = 116 \text{ min}$$

$$\frac{Q_{\text{diseño}}}{60} = \frac{700 \text{ m}^3/\text{h}}{60} = 11,67 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$V = T Q = (116 \text{ min})(11,67 \text{ m}^3/\text{min}) = 1349 \text{ m}^3$$

El volumen del tanque que cumpliría los requerimientos de inactivación de microorganismos patógenos de forma independiente al sistema UV resulta ser de 1349 m³.

Se considera un volumen de tanque capaz de tener una reserva de agua de *2 horas de producción máxima*, por razones de seguridad y tareas de mantenimiento o en caso de interrupción del funcionamiento de la planta.

Dadas esas condiciones se logra valores de CxT que cumplen por si solo los requerimientos exigidos de inactivación sin tener en cuenta la presencia del reactor UV instalado previo a la desinfección con cloro. Se agrega a continuación una tabla con los resultados obtenidos:

V(m³)	1408
T(min)=V/Q	121
Coeficiente baffle T₁₀/T	0,6
T₁₀(min)	72
C (mg/l)	1,5
T₁₀(min)	72
CxT₁₀(mg/l.min)	109

Tabla 84: Valores calculados de CT₁₀

Se desprende de la tabla anterior que el valor de CT₁₀ logrado es mayor al mínimo necesario.

Para el volumen que cubre la capacidad de reserva de 2hs se determinan las dimensiones del tanque, las cuales se presentan en la siguiente tabla:

	Largo(m)	Ancho(m)	Profundidad(m)	Volumen(m ³)
Dimensiones	16,6	16	5,3	1407,7

Tabla 85: Dimensiones del Tanque de Contacto

4.12.3.2 Ventilaciones del Tanque

El tanque de Agua Clara contará con tuberías de ventilación que aseguren la existencia de presión atmosférica en el interior del mismo. Dicha ventilación se construirá en forma de U de modo de asegurar el no ingreso de insectos, animales, basura y polvo a través del mismo.

La tubería de salida del tanque hacia las bombas será de 400 mm de diámetro, por tanto las tuberías de ventilación deberán tener como mínimo la misma sección que la tubería de salida del tanque, ésta condición se cumple para 4 tuberías de ventilación de 200 mm.

TUBERÍA DE SALIDA	
D (m)	0,40
A(m²)	0,126

Tabla 86: Dimensiones tubería de salida.

Para logra igualar la sección de la tubería de salida de agua del tanque con la suma de secciones de las tuberías de ventilación, se realizan los cálculos de sección para distintos diámetros y los resultados se muestran en la siguiente tabla

TUBERÍA DE SALIDA	
D (m)	0,20
Cantidad	4
Ac/u(m²)	0,031
A(m²)	0,126

Tabla 87: Tuberías de ventilación del Tanque de Agua Clara

4.12.3.3 Tubería de Rebalse del Tanque

Se coloca una tubería de rebalse para asegurar que el nivel dentro del mismo sea el de diseño y evitar el ahogamiento del vertedero instalado al ingreso de agua al tanque. Esta tubería deberá estar conectada al desagüe general de la planta, hacia donde se derivará el caudal en exceso mientras se controla el ingreso al tanque.

De manera de asegurar el rápido vaciado del caudal en exceso, en caso de producirse se instalarán 2 pares de tuberías de 250 mm, unidas de a 2 a una tubería de 500 mm que se conduce al desagüe, previa conexión con la tubería de vaciado del depósito.

4.12.3.3.1 Hipótesis

Se asume que el caudal de desborde sea el de producción de la planta ante una detención de la sala de bombas, éste caudal de desborde se divide en 4 tuberías de 250mm cada una.

TUBERÍA DE REBALSE	
D (m)	0,25
Cantidad	4
Ac/u(m ²)	0,049
A(m ²)	0,196

Tabla 88: Características tubería de rebalse.

4.12.3.3.2 Pérdidas de carga

Se calculan las pérdidas de carga localizadas para la hipótesis planteada de modo de evitar que la elevación del nivel dentro del tanque no ahogue la entrada en el vertedero.

PÉRDIDAS DE CARGA EN DESAGUES	
Q/4 (m ³ /s)	0,049
D (m)	0,25
A(m ²)	0,049
v(m/s)	1,0
v ² /2g	0,05
k	
Salida	0,5
Codo 90°	0,4
Tee	1
TOTAL	1,9
$\Delta h(m)$	0,10

Tabla 89: Perdidas de carga en desagües.

La revancha existente a la entrada del tanque entre el nivel máximo del tanque y el nivel del vertedero es de 25 cm, mientras que en las tuberías de desborde comienzan a verter 10cm por encima del nivel máximo del tanque, por tanto se desagota el tanque sin ahogar el vertedero.

La tubería de purga o desagote del tanque será conectada al desagüe y a la tubería de desborde que estarán ventiladas por la rama vertical antes mencionada de la tubería de desborde, tendrán una válvula de compuerta que permanecerá cerrada siempre, salvo en el momento que se necesite vaciar el depósito por alguna tara de limpieza o mantenimiento.

Se muestra en el siguiente esquema la instalación de las tuberías de desborde y desagüe interconectadas.

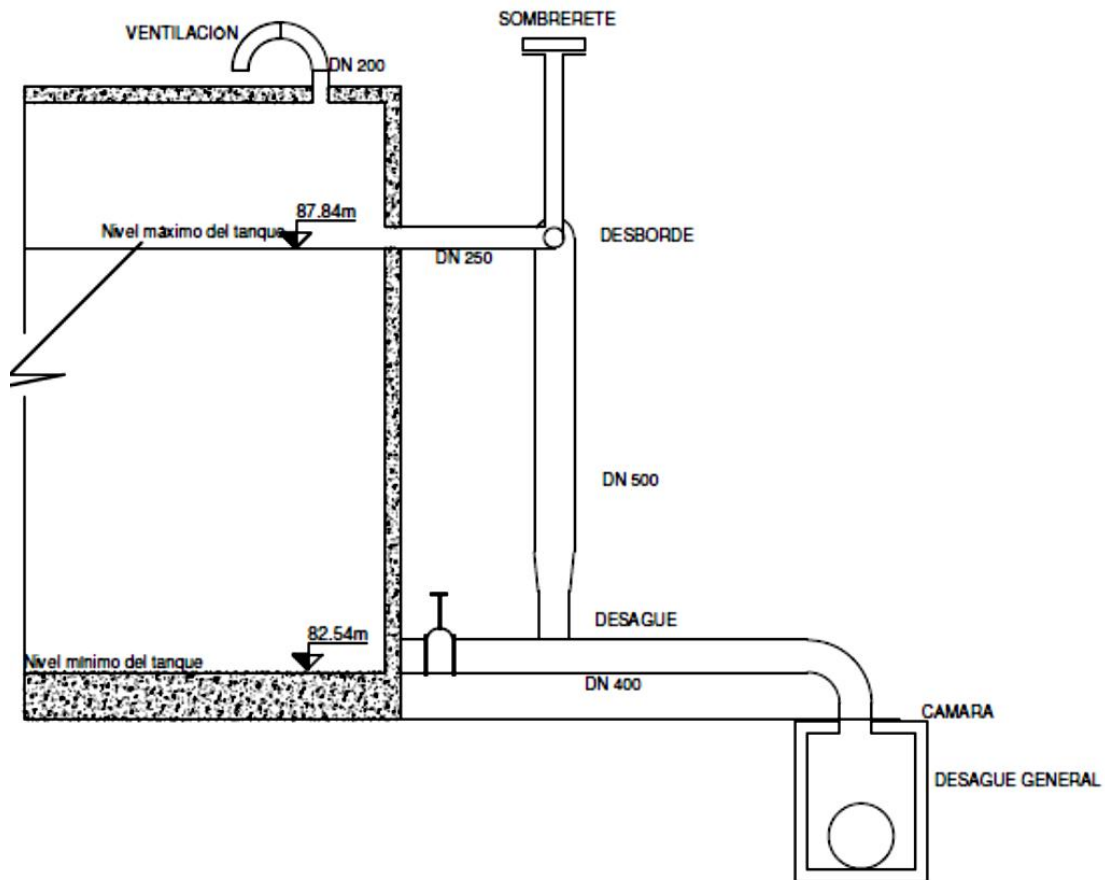


Tabla 90: Esquema de conexiones de Desborde y Desagüe del Tanque de Agua Clara

4.12.3.4 Niveles de operación del Tanque

Se presenta a continuación los niveles más relevantes de agua dentro del tanque de Agua Clara:

El nivel de desborde de los tanques se calcula como la suma del nivel máximo del tanque + el rebalse producido por las pérdidas de carga provocadas por la descarga a través de las 4 tuberías.

$$\text{Nivel desborde} = \text{Nivel máximo} + \Delta h = 87,84 + 0,10 = 87,94 \text{ m}$$

NIVELES(m)	
Vertedero	88,22
Máximo	87,83
Mínimo	82,83
Desborde	87,93

Tabla 91: Niveles de agua en el Tanque de Agua Clara

4.13 EQUIPOS DE BOMBEO DE ALTA

El abastecimiento a la ciudad de Durazno se realizará mediante bombeo 24 horas al día hacia los tanques gemelos de reserva de agua ubicados en la intersección de las calles Fray G Pérez esq. Bernabé Rivera, los cuales se encuentran ubicados en cota 94 m, mientras que la cota del fondo del tanque es de 113 m y el desborde se encuentra a cota 117,5m.

La tubería de impulsión, la cual no integra el actual trabajo, se asume ya definida por OSE en cuanto a dimensión y trazado, así como la tubería de succión se estudian bajo la hipótesis de caudal máximo diario y para un bombeo de 24 horas diarias.

La sala de bombas se encuentra a continuación del tanque de Agua Clara en un nivel de terreno similar al fondo de mismo, esta configuración está destinada a tener los equipos de bombeo con succión positiva y siempre cebados, evitando dificultades que podrían ocasionarse de tener succión negativa.

Los equipos de bombeo serán de tipo centrífugo y cámara de aspiración bipartida, se instalarán en una configuración de 3+1, para el caudal máximo de fin de proyecto, donde funcionan 3 equipos y 1 queda de respaldo ante eventual fallo o mantenimiento de alguno de los restantes.

4.13.1 Caudal

La fórmula para definir el caudal de bombeo es la siguiente:

$$Q_b = Q_{\text{máx,d}} \left(\frac{24}{N} \right)$$

Donde:

Q_b	caudal de bombeo, m ³ /h
$Q_{\text{máx,d}}$	caudal máximo diario al fin del período de previsión, m ³ /h
N	número de horas de bombeo

Por tanto el caudal de bombeo es:

$$Q_b = Q_{\text{máx,d}} = 650 \text{ m}^3/\text{h}$$

4.13.2 Determinación de la altura de bombeo

La altura de bombeo H_B se determina mediante la siguiente ecuación:

$$H_B = \Delta H_{\text{geométrico}} + \Delta h_{\text{succión}} + \Delta h_{\text{impulsión}}$$

Siendo,

H_B	altura de bombeo, m.c.a
$\Delta h_{\text{succión}}$	Pérdida de carga por fricción en la succión, m.c.a
$\Delta h_{\text{impulsión}}$	Pérdida de carga por fricción en la impulsión, m.c.a
$\Delta H_{\text{geométrico}}$	Diferencia máxima de altura geométrica entre los depósitos de succión y distribución

4.13.2.1 Determinación del desnivel geométrico

La determinación de la diferencia de altura, se considera la situación más desfavorable del sistema, esto se produce cuando el nivel del depósito de agua filtrada se encuentra en el mínimo y los Depósitos de Distribución de la ciudad en su máximo nivel de operación.

Cota del nivel máximo tanque Agua Clara	87,83
Cota nivel mínimo tanque de Agua Clara	82,53
Cota nivel máximo de los tanques gemelos	119,5
Δh geométrico(m)	37,0

Tabla 92: Desnivel geométrico

4.13.2.2 Pérdidas de carga

Las pérdidas de carga por fricción en las tuberías tanto de impulsión como de succión, son la suma de las pérdidas localizadas y las distribuidas.

$$\Delta h_{tot} = \Delta h_{loc} + \Delta h_{dist}$$

Las pérdidas de carga distribuidas se determinan según Darcy- Weisbach:

$$\Delta h = f \left(\frac{L}{D} \right) \frac{v^2}{2g}$$

Según Colebrook- White,

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{2,51}{Re \sqrt{f}} + \frac{\epsilon}{3,71 D} \right)$$

Con,

hf	pérdida de carga distribuida m.c.a.
f	coeficiente de rugosidad
D	diámetro interno de la tubería m
v	velocidad m/s
g	aceleración de la gravedad (9,8 m/s ²)
L	largo de la tubería
Re	Nº de Reynolds

Las pérdidas de carga localizadas se determinan según la siguiente relación:

$$\Delta h = \left(\sum n_k \right) \frac{v^2}{2g}$$

Con,

h	pérdida de carga distribuida m.c.a
v	velocidad m/s
g	aceleración de la gravedad (9,8 m/s ²)

4.13.2.2.1 Succión

Se calcula la pérdida de carga hasta la bomba más comprometida, la más lejana al depósito, en la hipótesis de que funcionan 3 bombas para el $Q_{\text{máx,diario}}$ repartido entre las 3 bombas, con la bomba N°1 en espera.

DISTRIBUÍDA	Tramo1	Tramo 2	Tramo3	Tramo4	Previo bomba	
Diámetro(mm)	400	326	231	231	250	150
Longitud(m)	5,4	3,00	3,00	3,00	2,62	1,310
Sección(m ²)	0,126	0,083	0,042	0,042	0,049	0,018
Caudal(m ³ /s)	0,181	0,181	0,120	0,060	0,060	0,060
Velocidad(m/s)	1,44	2,16	2,87	1,44	1,23	3,41
Re	574726	705186	663465	331732	306521	510868
f	0,0123	0,013	0,0137	0,0137	0,0135	0,0150
$v^2/2g(\text{m.c.a})$	0,1053	0,2387	0,4209	0,1052	0,0767	0,5918
$\Delta h(\text{m.c.a})$ tramo	0,0175	0,0281	0,0750	0,0187	0,0109	0,0776
$\Delta h(\text{m.c.a})$ total	0,228					

Tabla 93

LOCALIZADA	D(mm)	k	v(m/s)	$V^2/2g$	$\Delta H(\text{m.c.a})$
Salida depósito	400	0,10	1,44	0,105	0,011
Válvula compuerta	400	0,15	1,44	0,105	0,016
Bifurcación1	400x250	0,00	1,44	0,105	0,000
reducción	400x326	0,18	1,44	0,105	0,019
Bifurcación2	326x250	0,55	1,44	0,105	0,058
reducción	326x231	0,19	1,44	0,105	0,020
Bifurcación3	231x250	0,47	1,44	0,105	0,050
Codo	250	0,40	1,44	0,105	0,042
válvula compuerta	250	0,15	1,23	0,077	0,012
Reducción excéntrica	250x150	0,19	1,23	0,077	0,015
$\Delta h(\text{m.c.a})$ total	0,241				

Tabla 94

$$\Delta h_{\text{Total Succión}}(\text{m}) = 0,228\text{m} + 0,254\text{m} = 0,47\text{m}$$

4.13.2.2.2 Impulsión

La pérdida de carga en las tuberías dentro de la planta se calcula como la suma de las pérdidas por fricción, tanto en tuberías como accesorios y piezas especiales, desde el cabezal común de bombeo hasta la salida de la planta de tratamiento.

A esas pérdidas se le debe sumar las que se producen fuera del predio de la planta hasta la llegada a los tanques de la ciudad. Allí se toma como escenario de proyecto que la nueva tubería de impulsión se empalma con la tubería existente, que hoy abastece a los tanques gemelos ubicados en la intersección de Fray G Pérez esq. Bernabé Rivera.

DISTRIBUÍDA	Tramo1	Tramo 2	Tramo3	Tramo4	Luego de bomba	
Diámetro(mm)	231	326	400	400	200	125
Longitud(m)	3,5	2,95	3,00	4,70	1,25	0,65
Sección(m ²)	0,042	0,083	0,126	0,126	0,031	0,012
Caudal(m ³ /s)	0,060	0,120	0,181	0,181	0,060	0,060
Velocidad(m/s)	1,44	1,44	1,44	1,44	1,92	4,90
Re	331732	470124	574726	574726	383151	613041
f	0,0137	0,0128	0,0123	0,0123	0,0141	0,0156
v ² /2g(m.c.a)	0,105	0,106	0,105	0,1053	0,1873	1,2272
Δh(m.c.a) tramo	0,022	0,0123	0,010	0,015	0,0165	0,0996
Δh(m.c.a) total	0,180					

Tabla 95

LOCALIZADA	D(mm)	k	v(m/s)	V ² /2g	ΔH(m.c.a)
Válvula de compuerta	200	0,15	1,92	0,187	0,028
Válvula de retención	125	0,12	4,90	1,227	0,147
reducción	125x200	0,16	1,92	0,187	0,030
Válvula paso anular	200	1	1,92	0,187	0,187
Codo 90	200	0,400	1,92	0,187	0,075
Codo largo 90	200	0,200	1,92	0,187	0,037
bifurcación1	231x200	0,220	1,44	0,106	0,023
bifurcación2	326x200	0,18	1,44	0,105	0,019
bifurcación 3	400x200	0,00	1,44	0,105	0,000
Δh(m.c.a) total	0,547				

Tabla 96

$$\Delta h \text{ Total Impulsión (m)} = 0,18 + 0,547 = 0,722\text{m}$$

4.13.2.2.3 Tuberías de impulsión dentro y fuera de la planta

Se realiza el cálculo de las pérdidas de carga de las tuberías que no pertenecen al cabezal de impulsión, dentro del predio y fuera de él, en un recorrido de la tubería desde la nueva planta de tratamiento hasta la ubicación de los tanques gemelos ubicados en la ciudad.

DISTRIBUÍDA	TRAMO DENTRO PLANTA	FUERA
Diámetro(mm)	400	400
Longitud(m)	68	3200
Sección(m ²)	0,126	0,126
Caudal(m ³ /s)	0,181	0,181
Velocidad(m/s)	1,44	1,44
Re	574726	574726
f	0,01231	0,01231
$v^2/2g$ (m.c.a)	0,105	0,105
Δh (m.c.a) tramo	0,22	10,37

Tabla 97

$$\Delta h_{\text{distribuida}} (\text{m. c. a.}) = 10,37 + 0,22 = 10,59$$

LOCALIZADA	D(mm)	k	v(m/s)	$V^2/2g$	ΔH (m.c.a)
Curva 90	400	0,4	1,44	0,105	0,04
Tee pasaje directo	400	0,2	1,44	0,105	0,02
Reducción	400X250	0,23	1,44	0,105	0,02
Válvula de compuerta	250	0,15	1,44	0,105	0,02
Caudalímetro	250	0	1,44	0,105	0,00
Válvula de compuerta	250	0,15	1,44	0,105	0,02
Expansión	250x400	0,9	1,44	0,105	0,09
Tee de pasaje directo	400x300	0,2	1,44	0,105	0,02
Válvula de compuerta(3)	400	0,2	1,44	0,105	0,06

Tabla 98

$$\Delta h_{\text{localizada}} (\text{m. c. a.}) = 0,30$$

$$\Delta h_{\text{Total Impulsión dentro de la planta}} = 10,59 + 0,30 = 10,9 \text{ m}$$

$$\Delta h_{\text{total impulsión}} (\text{m}) = 0,54 + 10,9 = 11,44 \text{ m}$$

$$\Delta h_{\text{Total}} (\text{m}) = \Delta h_{\text{succión}} + \Delta h_{\text{succión}} = 0,47 + 11,44 = 11,91 \text{ m}$$

4.13.3 Altura manométrica de las bombas

Partiendo del dato de caudal a bombear, el desnivel geométrico existente entre el Tanque de Agua clara y los Depósitos de Distribución de la ciudad y las pérdidas de carga que se producen en la succión e impulsión de cada una de las bombas así como el cabezal de succión e impulsión y al tubería de impulsión entre la planta y los tanques, se determina la carga manométrica de la bomba.

$$HB = \Delta H_{\text{geométrico}} + \Delta h_{\text{succión}} + \Delta h_{\text{impulsión}}$$

$$HB = 37\text{m} + 12\text{m} = 49\text{m}$$

El caudal de cada bomba se calcula como el de fin de proyecto dividido entre 3 bombas en funcionamiento, dejándose 1 en espera o respaldo (régimen de trabajo 3+1).

HB(m.c.a)	49
Q(m ³ /h)	217

Tabla 99: Parámetros hidráulicos de bomba

Posteriormente, se traza sobre la curva HB vs QB de la bomba seleccionada la curva de la instalación para determinar el punto de operación.

4.13.4 Curva de la Instalación

Variando los caudales bombeados de acuerdo a la estimaciones de inicio a fin de proyecto, se calculan las pérdidas de carga a través de la instalación, con los valores calculados se construye la curva de la instalación.

Q(l/s)	H(m.c.a)
0	37
96	40
104	41
118	42
132	43
147	45
163	47
181	49
194	51
208	53
264	62

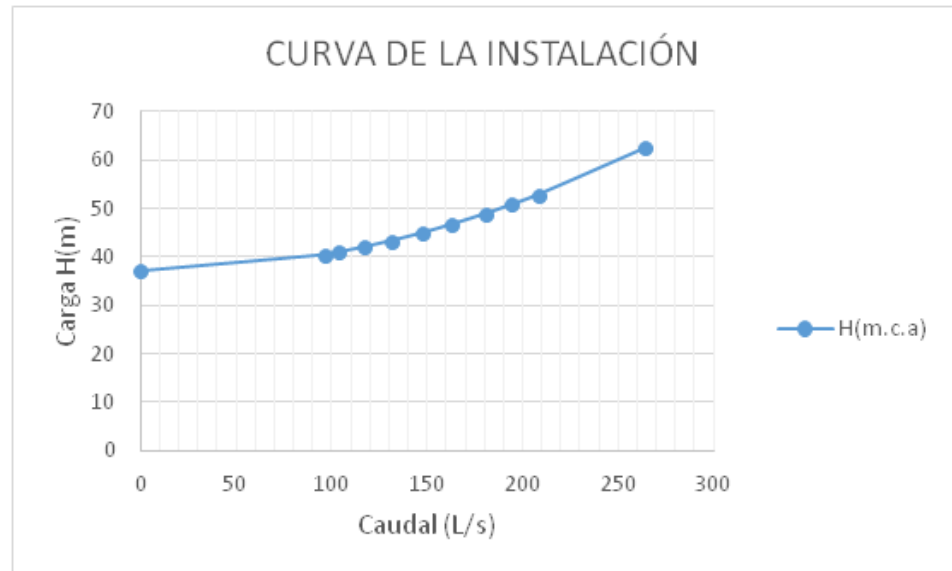


Figura 15: Curva de funcionamiento de la Instalación

4.13.5 Curva de las 3 bombas en paralelo

Para la construcción de la curva de funcionamiento de las 3 bombas, se toma los datos altura caudal proporcionados por el fabricante (para la bomba seleccionada) y se construye el gráfico conjunto de las 3 bombas, tomando para cada valor de caudal su correspondiente carga hidráulica, el gráfico conjunto suma los caudales para una misma carga.

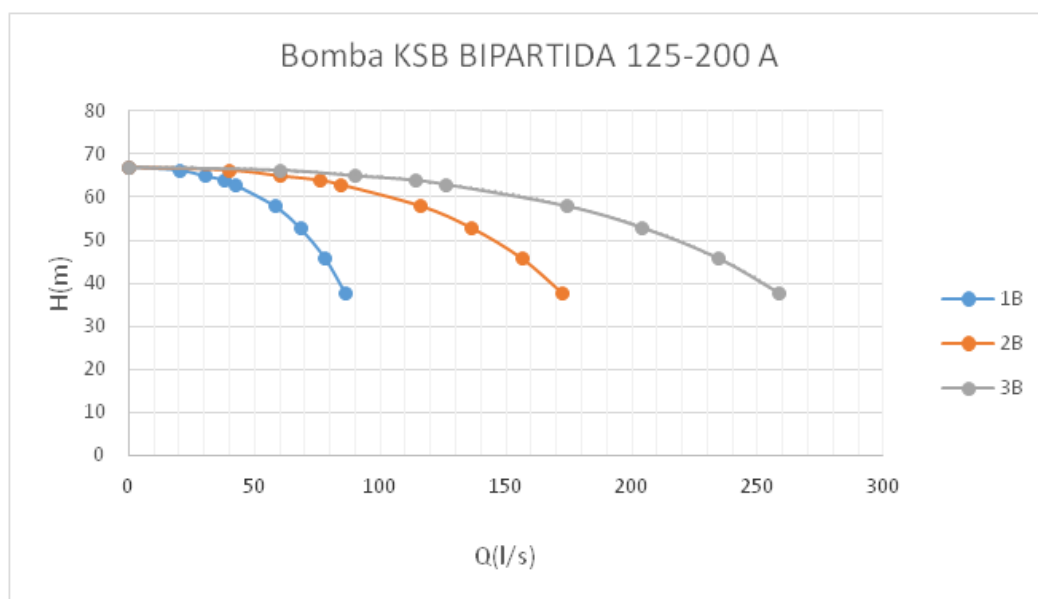


Tabla 100: Curva de funcionamiento de bombas en paralelo

4.13.6 Punto de Funcionamiento

Para la determinación del punto de funcionamiento se constuye el gráfico conjunto de la curva de la instalación y el gráfico carga hidráulica caudal del conjunto de bombas.

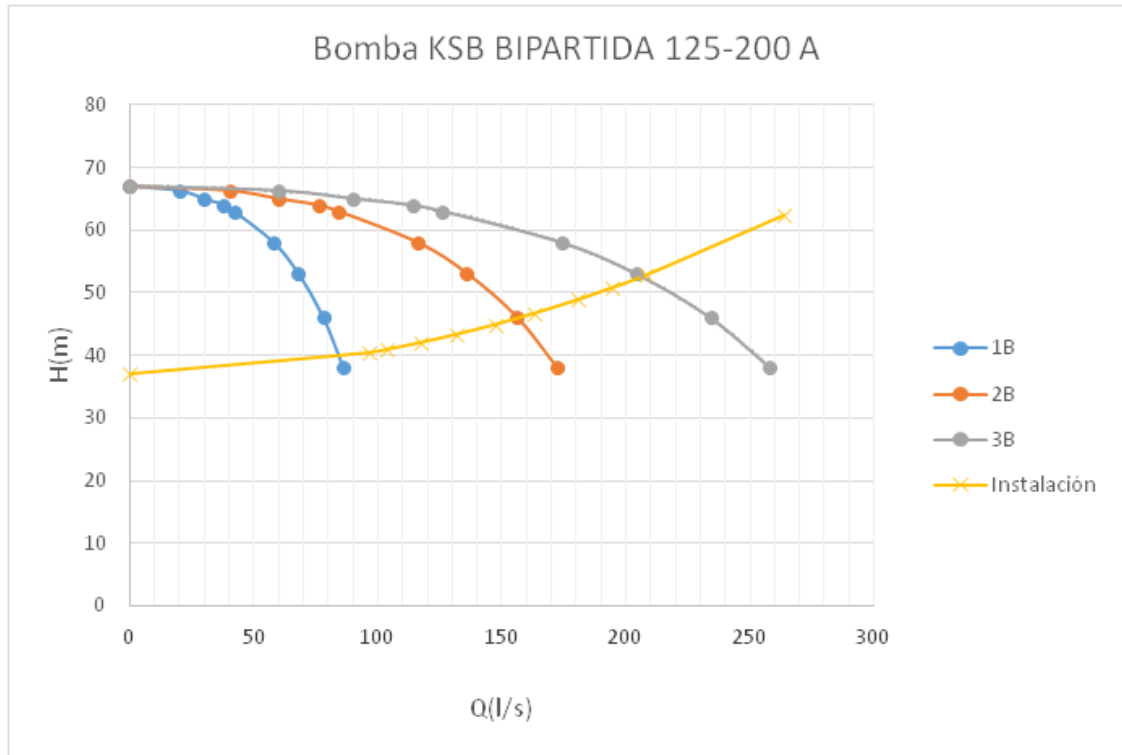


Tabla 101: Punto de Funcionamiento del Sistema

El punto de trabajo para el sistema de bombeo se encuentra en 205 L/s y una altura de 52m, siendo adecuado a los requerimientos exigidos por el sistema.

Para ese punto de funcionamiento se verifica que el equipo de bombeo seleccionado tiene un rendimiento superior al 79% y un diámetro de rotor de 210mm.

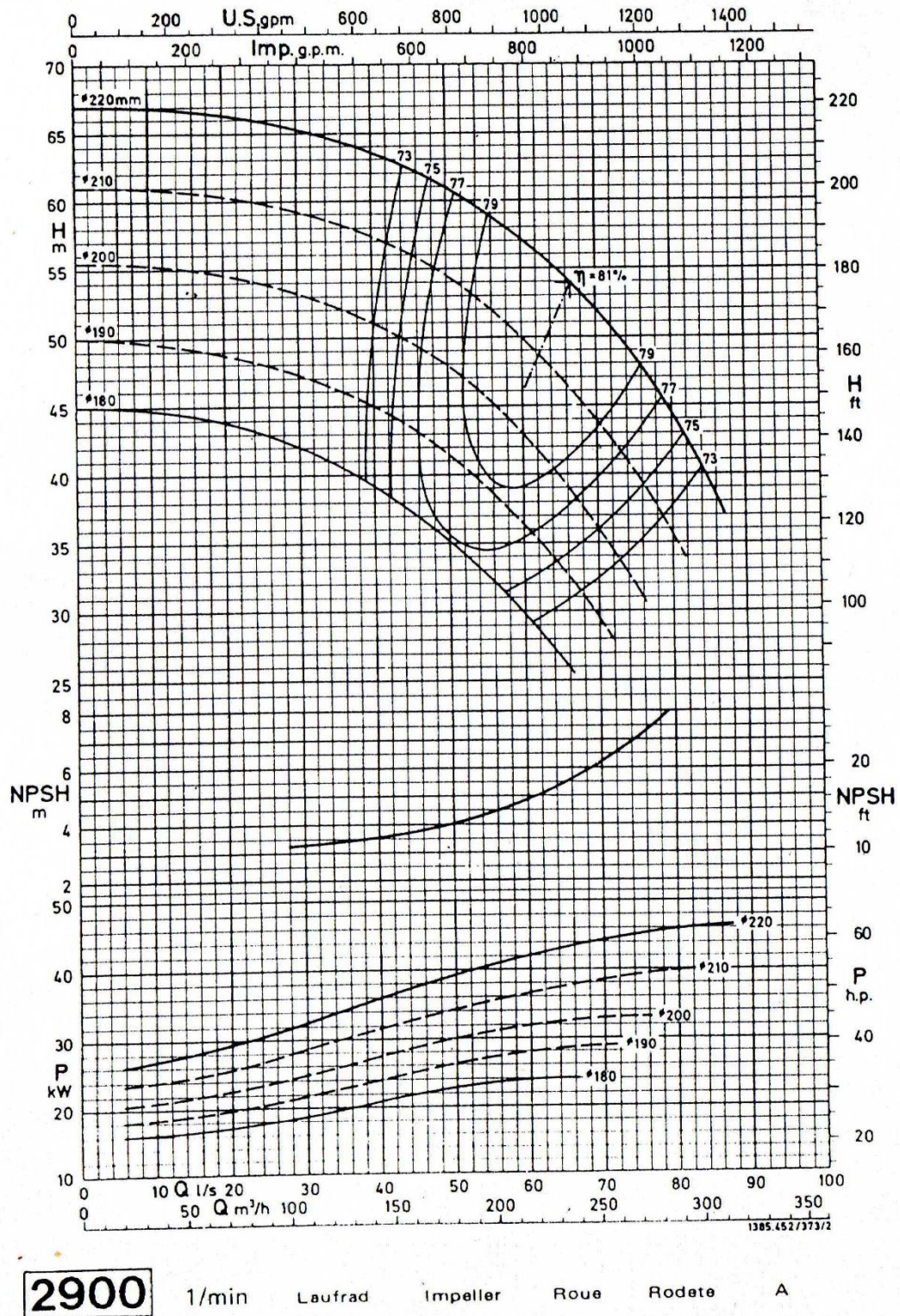


Figura 16: Curva de altura caudal de la bomba seleccionada

El equipo seleccionado tiene las siguientes características fundamentales:

BOMBA	
Q(m ³ /h)	217
H(m)	49
POT req.(KW)	42
EFICIENCIA (%)	81

Tabla 102: Parámetros fundamentales de la bomba seleccionada

4.13.7 Verificación de la Succión

Una vez calculadas las pérdidas de carga en la succión, se calculan dos parámetros que determinan si el dimensionado de la succión es correcto: Carga Neta de Succión Positiva (NPSH) y sumergencia mínima de la tubería en el agua.

4.13.7.1 NPSH

La carga neta de succión positiva es la diferencia entre la presión existente a la entrada de la bomba y la presión del vapor del líquido que se bombea. Esta diferencia es la necesaria para evitar la cavitación.

A través de la siguiente fórmula se calcula el NPSH disponible (en m.c.a.), el cual es función del sistema de succión de la bomba:

$$NPSH_d = H_{g,s} - \sum \Delta H_s + \frac{P_{atm}}{\gamma} - \frac{P_{vapor}}{\gamma}$$

Donde,

NPSH _d	Carga neta de succión positiva disponible, m.
H _{g,s}	altura estática de succión: positiva cuando la bomba está ahogada, negativa en caso contrario, m
ΣΔH _s	Sumatoria de todas las pérdidas de carga por fricción en la succión, m.
P _{atm}	Presión atmosférica, N/m ²
P _{vap}	Presión de vapor, N/m ²
γ	peso específico del agua, N/m ² .

A modo de simplificación se considera P_{atm} = 10,33 m.c.a y P_{vap} = 0,174 m.c.a, cuyos valores se extraen de las siguientes tablas, respectivamente.

T(°C)	Pv/γ(m.c.a)
0	0,062
2	0,072
4	0,083
6	0,095
8	0,109
10	0,125
15	0,174
20	0,238
25	0,323
30	0,433
40	0,752
50	1,258
60	2,031
80	4,827
100	10,332
Observaciones	
T=temperatura	
Pv/γ=altura equivalente de columna de agua	

Tabla 103: Presión de vapor del agua en función de la temperatura

H (m)	Patm/γ (m.c.a)
0	10,33
300	9,96
600	9,59
900	9,22
1200	8,88
1500	8,54
1800	8,2
2100	7,89
2400	7,58
2700	7,31
3000	7,03
Observaciones	
h=altura temperatura	
Pv/γ=altura de agua equivalente a presión atmosférica	

Tabla 104: Presión atmosférica en función de la altitud

A modo de simplificación se considera un valor de $H_{atm} = 10,33$ m.c.a y $H_{vap} = 0,174$ m.c.a., cuyos valores se extraen de las tablas anteriores, respectivamente.

$$\text{NPSHd} = H_{g,s} - \sum \Delta H_s + \frac{P_{\text{atm}}}{\gamma} - \frac{P_{\text{vapor}}}{\gamma}$$

$$H_{g,s} = 1,12 \text{ m}$$

$$\sum \Delta H_s = 0,469 \text{ m}$$

$$\text{NPSHd} = 11,55 \text{ m. c. a.}$$

Para el cálculo de la altura estática de succión se considera el desnivel existente entre el nivel mínimo en el tanque y la cota del eje de la bomba.

Con el objetivo de evitar el riesgo de la cavitación por presión de succión, se verifica que se cumpla la siguiente condición:

$$\text{NPSHd} \geq \text{NPSHr} + \text{márgen de seguridad}$$

NPSHr requerido es función del diseño de fábrica de la bomba, su valor corresponde a la carga mínima que necesita la bomba para mantener un funcionamiento estable.

De la curva de funcionamiento de la bomba se puede extraer el valor de NPSHr, siendo de 5 m.c.a.

Se toma un margen de seguridad de 3m para asegurar que no se opere en condiciones de CAVITACIÓN.

$$\text{NPSHd} \geq 5 + 3 = 8\text{m}$$

$$11,55 \text{ m} \geq 8\text{m}$$

Por tanto los equipos de bombeo funcionan en condiciones hidráulicas adecuadas respecto de la cavitación.

4.13.7.2 Sumergencia mínima

Para definir el nivel mínimo de operación del sistema de bombeo, se toman en cuenta las recomendaciones de sumergencia mínima obtenidas de bibliografía técnica especializada⁵⁵

$$S = D(1 + 2,3\text{Fr})$$

Donde,

S	sumergencia mínima
D	diámetro de la conducción
Fr	número de Froude

⁵⁵ ANSI-Pump Intake Desig.

v(m/s)	1,44
g(m/s²)	9,8
D(m)	0,4
Froude	0,73

Tabla 105

Se determina entonces el valor de la sumergencia mínima de 0,98 m. Se adopta un valor para S de 1,0 m.

4.13.8 Potencia requerida

Se determina la potencia requerida de los equipos de bombeo, previamente se determina el punto de funcionamiento del sistema, utilizando las curvas características proporcionadas por el fabricante de la bomba seleccionada, en esas curvas se selecciona la potencia consumida por la bomba.

En las curvas proporcionadas por el fabricante se determina además el rendimiento de los equipos para el punto de funcionamiento obtenido, así como la potencia requerida por las bombas.

BOMBA	
Q(m³/h)	217
H(m)	49
Potencia requerida(KW)	42
EFICIENCIA (%)	81

Tabla 106: Potencia requerida y eficiencia.

La potencia total requerida para los tres equipos de bombeo es de 126 kW.

4.14 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LODOS

4.14.1 Tanque de amortiguación de agua de lavado de filtros

El agua de lavado de ambas baterías de filtros es conducida por la red de desagües hacia un tanque cuya función es amortiguar los elevados caudales puntuales que allí se generan.

4.14.1.1 Volumen útil

En el diseño de esta unidad se asume que los lavados en ambas baterías de filtros no se realizan simultáneamente, por lo tanto, el caudal de diseño será el caudal de lavado, que para ambos tipos de filtros es $700 \text{ m}^3/\text{h}$, durante el tiempo de lavado.

$$V_{\text{acumulado por día}} = \frac{Q_{\text{lavado}} t_{\text{lavado}} N^{\circ} \text{lavados}}{60} = \frac{\left(700 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right) (10 \text{ min})}{60} = 117 \text{ m}^3$$

Asumiendo además un tiempo de retención hidráulico de 24 hs, se determina un volumen útil de tanque de 140 m^3 .

$$V_{\text{útil}} = \frac{V_{\text{acumulado por día}} \text{TRH FS}}{24} = \frac{(117 \text{ m}^3)(24 \text{ h})(1,2)}{60} = 140 \text{ m}^3$$

Para esta capacidad se diseña un tanque de amortiguación de sección circular, que será construida en hormigón. Las dimensiones se presentan en la siguiente tabla:

DIMENSIONES	
Sección Circular	
D(m)	8,0
A(m ²)	50,27
Profundidad útil(m)	2,8
Profundidad total (m)	3,4

Tabla 107: Dimensiones del tanque de amortiguación.

4.14.1.2 Potencia requerida para el sistema de agitación

El sistema de agitación estará compuesto por un agitador sumergible con una potencia requerida de 1,4 Kw de potencia. Para determinar esa potencia se conoce un valor de referencia para la misma de $0,008 \text{ KW/m}^3$.⁵⁶ Este valor de referencia es para el caso de agitación de aguas residuales pero con concentraciones de lodo de orden similar al asumido para los lodos generados en la planta.

Para el cálculo se adopta un valor cercano al de referencia, $0,01 \text{ KW/m}^3$.

⁵⁶ Metcalf - Eddy, Ingeniería de Aguas Residuales.

La concentración de sólidos que posee el agua proveniente del lavado de filtros según recomendaciones⁵⁷, oscilan entre 0,1 y 0,6 g/L. Se asume una concentración de sólidos de 0,5 g/L, asegurando que los sólidos no se depositen en el interior de la unidad.

La potencia requerida se determina para el volumen útil de 140 m³ y resulta de 1,4 KW.

4.14.1.3 Bombeo a sedimentador

El líquido que sale del tanque es enviado a la unidad de sedimentación mediante una bomba sumergible para aguas residuales ligeramente cargada con sólidos.

El caudal para la bomba se determina en función del volumen real para el cual se diseña el tanque de amortiguación. Este volumen se debe sacar de la unidad en 2 hs, definido en base a la cantidad de lavados por día, que en este caso corresponden a 12 lavados. Resulta un caudal de aproximadamente 60 m³/h. Este cálculo se encuentra detallado en el 4.14.2.1 de la presente memoria de cálculo.

Para determinar la carga total a elevar se determinan las pérdidas de carga localizadas y distribuidas y el desnivel geométrico.

4.14.1.3.1 Pérdidas de carga distribuida en la impulsión

Las pérdidas de carga distribuidas se determinan mediante la fórmula de Darcy-Weisbach:

$$h_{\text{distribuida}} = f \left(\frac{l}{D} \right) \frac{v^2}{2g}$$

Siendo,

Hdistribuida	pérdida de carga distribuida en m.c.a
f	coeficiente de rugosidad
D	diámetro interno de la tubería: m
v	velocidad en m/s
g	aceleración de la gravedad
l	largo de la tubería

La tubería de impulsión se diseña en un diámetro de 150 mm en fundición dúctil, para una velocidad de 0,94 m/s verificándose referencias⁵⁸.

g(m²/s)	9,8
D impulsión(m)	0,15
A(m²)	0,0177
Q impulsión(m³/h)	60,0
Q impulsión(m³/s)	0,017
v(m/s)	0,94

Tabla 108

⁵⁷ Métodos e Técnicas de Tratamiento de Agua, Di Bernardo. Volumen 2, Segunda Edición.

⁵⁸ Manual de Hidráulica J.M., Azevedo Netto. Velocidad máxima en la impulsión depende del diámetro elegido, para un diámetro de 150 mm la velocidad debe ser menor a 2,2 m/s.

Se tiene un valor de $h_{distribuida}$ de 0,060 m.c.a.:

f	0,01981
Dint(mm)	150
L(m)	10,1
$v^2/2g$	0,045

Tabla 109

$$h_{distribuida} = 0,01981 \left(\frac{10,1 \text{ m}}{0,150} \right) (0,045) = 0,06 \text{ m. c. a.}$$

4.14.1.3.2 Pérdidas de carga localizadas en la impulsión

Considerándose las siguientes piezas que constituyen la impulsión:

PIEZA	CANTIDAD	K	nK
Reducción	1	0.4	0.4
Codo	4	0.4	1.6
Válvula de retención	1	2	2
Llave corte	1	0.2	0.2
Expansión 150 -200 mm	1	0.22	0.22
Te	1	0.2	0.2
TOTAL			4.62

Tabla 110: Piezas en la impulsión

Entonces, a partir del valor total de nk se determina la perdida de carga localizada:

$$h_{localizada} = \sum nk \frac{v^2}{2g} = 4,62 \frac{(0,94 \text{ m/s})^2}{2(9,8 \frac{\text{m}^2}{\text{s}})} = 0,21 \text{ m. c. a.}$$

El desnivel geométrico es de 5,6 m. Así que la carga total se determina como:

$$h_{total} = h_{distribuida} + h_{localizada} + \Delta h_{geometrico} = 0,06 + 0,21 + 5,60 = 5,9 \text{ m}$$

4.14.2 Sedimentador de flujo laminar

4.14.2.1 Zona de entrada o ingreso de agua

El ingreso se realiza directamente mediante una tubería de 200 mm en PVC, la cual se encuentra perforada de forma de distribuir uniformemente el caudal de ingreso a la unidad.

Con tal motivo se aplica el Modelo de Hudson⁵⁹ para dimensionar los orificios y verificar el mismo margen de tolerancia preestablecido por el modelo. Compuerta de ingreso al canal de agua floculada

4.14.2.1.1 Modelo de Hudson

El agua que ingresa debe distribuirse equitativamente por el sedimentador, con tal motivo se aplica el Modelo de Hudson para dimensionar los diámetros de los orificios de ingreso al sedimentador debe ser tal que no se produzca sedimentación ni rotura de flóculos. Esta última condición está relacionada con el gradiente de velocidad aplicado en la última etapa de floculación.

El Modelo de Hudson consiste en un proceso iterativo que permite calcular el sistema de distribución de agua floculada hacia los sedimentadores tomando como principal hipótesis que el agua se distribuye uniformemente en todos los orificios laterales, con un margen de tolerancia preestablecido⁶⁰.

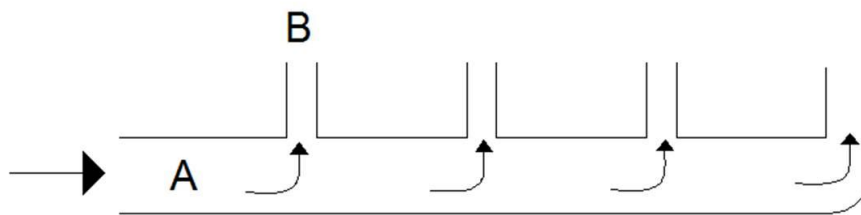


Figura 17: Esquema de canal de agua floculada

Se supone que se está frente a un canal o ducto corto entonces las pérdidas de carga distribuidas son despreciables, por lo que solamente se consideran las pérdidas de carga localizadas.

Siguiendo la línea de flujo entre los puntos A y B, se tiene que las pérdidas de carga estarán dadas por:

- Entrada en el lateral (h_f)
- Salida del lateral: $\frac{kv^2}{2g}$ con $k=1$.

Se tiene entonces que la pérdida de carga está dada por:

⁵⁹ Método explicado en el punto 11.3.9.2.1

⁶⁰ Valor asumido $\delta < 10\%$.

$$\Delta H = h_f + \frac{kv_L^2}{2g} \quad (1)$$

La pérdida de carga localizada, cuando no hay velocidad normal al eje del lateral está dada por:

$$h_f = \frac{\alpha v_L^2}{2g} \quad (2)$$

Donde:

α es el coeficiente de pérdida de carga, de valor constante.

En este caso, en la tubería de distribución, existe una velocidad no nula normal al eje del orificio de salida hacia el filtro. Este implica que α no es una constante, sino una función de la relación entre la velocidad en el canal principal y la velocidad en el lateral, más una constante.

$$\alpha = f\left(\frac{v_m}{v_L}\right) + \theta \quad (3)$$

Donde:

v_m es la velocidad media en la tubería principal, inmediatamente antes de llegar al lateral, y θ una constante.

Experimentalmente se demuestra que α está dado por:

$$\alpha = \phi \left(\frac{v_m}{v_L}\right)^2 + \theta \quad (4)$$

Donde:

ϕ y θ son constantes que dependen de la longitud del lateral dada en relación al diámetro dicha tubería lateral (D):

Longitud del lateral	ϕ	θ
Largo	0,9	0,4
Corto	1,67	0,7

Tabla 111: Coeficientes para canales.

Se tiene entonces, que la pérdida de carga total desde A hasta B es:

$$\Delta H = \left(\phi \left(\frac{v_m}{v_L}\right)^2 + \theta\right) \cdot \left(\frac{v_L^2}{2g} + \frac{v_L^2}{2g}\right) \quad (5)$$

Agrupando los componentes que afectan al término $\frac{v_L^2}{2g}$ con un parámetro β , la anterior expresión queda:

$$\Delta H = \beta \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (6)$$

Donde,

$$\beta = \phi \left(\frac{v_m}{v_L} \right)^2 + \theta + 1 \quad (7)$$

$$\alpha = \phi \left(\frac{v_m}{v_L} \right)^2 + \theta \quad \text{Coeficiente de pérdida de carga en la entrada}$$

1= coeficiente de pérdida de carga en la salida

Luego la segunda, y más fuerte hipótesis que realiza el método es que la pérdida de carga entre el canal principal y cualquiera de los laterales es la misma.

A partir de la hipótesis anterior se puede plantear que:

$$\beta_1 \frac{(v_L)_1^2}{2g} = \beta_2 \frac{(v_L)_2^2}{2g} = \dots = \beta_i \frac{(v_L)_i^2}{2g}$$

De acuerdo a la ecuación (7), se cumple que: $\beta_1 > \beta_2 > \dots > \beta_i$ debido a que la velocidad en el múltiple, v_m , va disminuyendo al disminuir el caudal circulante. Por lo tanto, se cumplirá que: $(v_L)_1 < (v_L)_2 < \dots < (v_L)_i$, lo cual indica que el caudal erogado es mínimo en el primer lateral, mientras que es máximo en el último lateral.

La velocidad en cualquier lateral $(v_L)_i$ puede ser expresada en función de las condiciones en cualquier otro lateral:

$$(v_L)_i = (v_L)_1 \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_i}} \quad (8)$$

Por otro lado, el caudal total está dado por:

$$Q_0 = (Q_L)_1 + (Q_L)_2 + \dots + (Q_L)_i = (A_L)_1 \cdot (v_L)_1 + (A_L)_2 \cdot (v_L)_2 + \dots + (A_L)_i \cdot (v_L)_i \quad (9)$$

Donde,

$(Q_L)_i$ es el caudal en el lateral i

$(A_L)_i$ es el área de la sección del lateral i

Si todos los laterales tienen la misma área (A_L) :

$$Q_0 = A_L (v_L)_1 \left(1 + \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_2}} + \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_3}} + \dots + \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_i}} \right) \quad (10)$$

de donde, siendo n el número de laterales, se obtiene la siguiente expresión para la velocidad en el lateral j :

$$(v_L)_j = \frac{Q_0}{A_L \sqrt{\beta_j}} \left(\sum_{i=1}^n \sqrt{\frac{1}{\beta_i}} \right)^{-1} \quad (11)$$

Esta expresión es utilizada para calcular la velocidad en los laterales, a partir de los coeficientes de pérdida de carga β .

La solución se obtiene mediante un procedimiento de cálculo iterativo que se describe a continuación:

Con base en la hipótesis supuesta se asume que el caudal se reparte uniformemente, y se calcula:

- el caudal en cada orificio dividiendo el caudal total entre el número de orificios.
- la velocidad v_{Li} en los orificios, dividiendo los caudales anteriores entre el área de los orificios.
- los caudales en el canal, antes de cada orificio. En el primer tramo, antes del primer lateral, el caudal en el canal es igual al caudal total, y en los tramos siguientes se obtiene restando el caudal que sale por cada lateral.
- las velocidades en el canal, antes de llegar a cada lateral. Esto es posible ya que se conoce la geometría del canal principal y el caudal que sale por cada lateral. Si el canal principal es un ducto sumergido el mismo trabajará obviamente a sección llena, pero si se trata de un canal abierto se debe conocer el tirante, que será función de la cota de los vertederos de salida de los sedimentadores.
- los coeficientes β_i
- las velocidades v_{Li} en los orificios, calculadas a partir de los coeficientes β_i , y los caudales correspondientes dividiendo entre el área de los laterales

Luego se comparan los caudales en los orificios con los supuestos inicialmente, y si no son iguales dentro de un margen de tolerancia adoptado, se asumen estos últimos valores y se repite el procedimiento, hasta obtener los valores finales de caudal en cada lateral.

Puede asumirse que se tiene un diseño óptimo cuando la diferencia de caudal entre el primer y el último lateral, es menor que el 10 % del caudal promedio de todos los orificios.

En la siguiente tabla se presentan los valores de tabulados para la realización del método. Los resultados obtenidos para este modelo refieren a dos tuberías de ingreso de agua floculada de 200 mm en fundición dúctil. Estas se encuentran perforadas de manera de poder distribuir el agua con las características necesarias para que se produzca correctamente la sedimentación de las partículas en ella presentes.

Por lo tanto, cada tubería de ingreso presenta 17 orificios circulares de 1" de diámetro, equidistantes entre sí 0,2 m.

El porcentaje de dispersión δ para el caudal de ingreso es 4 %, verificándose que este valor está por debajo del 10%.

Los cálculos se presentan a continuación.

<i>Iteración 1</i>											
Nº de orificio	QL (m³/s)	QM (m³/s)	AL (m²)	VL (m/s)	AM (m²)	VM (m/s)	β	(1/β) ^{0,5}	VL*(m/s)	QL* (m³/h)	QL-QL*
1	0.000490	0.008333	0.000507	0.967414	0.02895	0.287824	1.8478238	0.7356474	0.942211	0.000477	0.00001277
2	0.000490	0.007843	0.000507	0.967414	0.02895	0.270893	1.8309442	0.7390306	0.946544	0.000480	0.00001058
3	0.000490	0.007353	0.000507	0.967414	0.02895	0.253962	1.8150877	0.7422517	0.950670	0.000482	0.00000848
4	0.000490	0.006863	0.000507	0.967414	0.02895	0.237031	1.8002542	0.7453034	0.954578	0.000484	0.00000650
5	0.000490	0.006373	0.000507	0.967414	0.02895	0.220100	1.7864437	0.7481787	0.958261	0.000486	0.00000464
6	0.000490	0.005882	0.000507	0.967414	0.02895	0.203170	1.7736561	0.7508709	0.961709	0.000487	0.00000289
7	0.000490	0.005392	0.000507	0.967414	0.02895	0.186239	1.7618916	0.7533736	0.964915	0.000489	0.00000127
8	0.000490	0.004902	0.000507	0.967414	0.02895	0.169308	1.7511501	0.7556807	0.967869	0.000490	-0.00000023
9	0.000490	0.004412	0.000507	0.967414	0.02895	0.152377	1.7414316	0.7577864	0.970566	0.000492	-0.00000160
10	0.000490	0.003922	0.000507	0.967414	0.02895	0.135446	1.7327361	0.7596854	0.972999	0.000493	-0.00000283
11	0.000490	0.003431	0.000507	0.967414	0.02895	0.118516	1.7250635	0.7613730	0.975160	0.000494	-0.00000392
12	0.000490	0.002941	0.000507	0.967414	0.02895	0.101585	1.7184140	0.7628446	0.977045	0.000495	-0.00000488
13	0.000490	0.002451	0.000507	0.967414	0.02895	0.084654	1.7127875	0.7640966	0.978648	0.000496	-0.00000569
14	0.000490	0.001961	0.000507	0.967414	0.02895	0.067723	1.7081840	0.7651255	0.979966	0.000497	-0.00000636
15	0.000490	0.001471	0.000507	0.967414	0.02895	0.050792	1.7046035	0.7659286	0.980995	0.000497	-0.00000688
16	0.000490	0.000980	0.000507	0.967414	0.02895	0.033862	1.7020460	0.7665039	0.981732	0.000497	-0.00000725
17	0.000490	0.000490	0.000507	0.967414	0.02895	0.016931	1.7005115	0.7668496	0.982175	0.000498	-0.00000748
Σ	0.008333							12.840531			

<i>Iteración 2</i>											
Nº de orificio	QL (m³/s)	QM (m³/s)	AL (m²)	VL (m/s)	AM (m²)	VM (m/s)	β	$(1/\beta)^{0,5}$	VL*(m/s)	QL* (m³/h)	QL-QL*
1	0.000477	0.008333	0.000507	0.942211	0.02895	0.287824	1.8558378	0.7340573	0.940643	0.000477	0.00000079
2	0.000480	0.007856	0.000507	0.946544	0.02895	0.271334	1.8372280	0.7377657	0.945395	0.000479	0.00000058
3	0.000482	0.007376	0.000507	0.950670	0.02895	0.254768	1.8199356	0.7412624	0.949876	0.000481	0.00000040
4	0.000484	0.006895	0.000507	0.954578	0.02895	0.238131	1.8039259	0.7445445	0.954081	0.000483	0.00000025
5	0.000486	0.006411	0.000507	0.958261	0.02895	0.221424	1.7891661	0.7476092	0.958009	0.000485	0.00000013
6	0.000487	0.005925	0.000507	0.961709	0.02895	0.204654	1.7756256	0.7504544	0.961655	0.000487	0.00000003
7	0.000489	0.005438	0.000507	0.964915	0.02895	0.187823	1.7632755	0.7530779	0.965016	0.000489	-0.00000005
8	0.000490	0.004949	0.000507	0.967869	0.02895	0.170936	1.7520894	0.7554781	0.968092	0.000491	-0.00000011
9	0.000492	0.004459	0.000507	0.970566	0.02895	0.153997	1.7420427	0.7576534	0.970880	0.000492	-0.00000016
10	0.000493	0.003967	0.000507	0.972999	0.02895	0.137011	1.7331134	0.7596027	0.973378	0.000493	-0.00000019
11	0.000494	0.003474	0.000507	0.975160	0.02895	0.119983	1.7252814	0.7613249	0.975584	0.000494	-0.00000021
12	0.000495	0.002980	0.000507	0.977045	0.02895	0.102916	1.7185291	0.7628191	0.977499	0.000495	-0.00000023
13	0.000496	0.002485	0.000507	0.978648	0.02895	0.085817	1.7128413	0.7640846	0.979121	0.000496	-0.00000024
14	0.000497	0.001989	0.000507	0.979966	0.02895	0.068689	1.7082049	0.7651208	0.980449	0.000497	-0.00000024
15	0.000497	0.001492	0.000507	0.980995	0.02895	0.051539	1.7046095	0.7659273	0.981482	0.000497	-0.00000025
16	0.000497	0.000995	0.000507	0.981732	0.02895	0.034370	1.7020469	0.7665037	0.982221	0.000498	-0.00000025
17	0.000498	0.000498	0.000507	0.982175	0.02895	0.017189	1.7005115	0.7668496	0.982664	0.000498	-0.00000025
Σ	0.008333							12.834136			

Iteración 3											
Nº de orificio	QL (m³/s)	QM (m³/s)	AL (m²)	VL (m/s)	AM (m²)	VM (m/s)	β	(1/β) ^{0,5}	VL*(m/s)	QL* (m³/h)	QL-QL*
1	0.000477	0.008333	0.000507	0.940643	0.02895	0.287824	1.8563579	0.7339545	0.940534	0.000477	0.00000006
2	0.000479	0.007857	0.000507	0.945395	0.02895	0.271361	1.8375897	0.7376931	0.945325	0.000479	0.00000004
3	0.000481	0.007378	0.000507	0.949876	0.02895	0.254816	1.8201810	0.7412125	0.949835	0.000481	0.00000002
4	0.000483	0.006896	0.000507	0.954081	0.02895	0.238192	1.8040879	0.7445111	0.954062	0.000483	0.00000001
5	0.000485	0.006413	0.000507	0.958009	0.02895	0.221495	1.7892696	0.7475876	0.958004	0.000485	0.00000000
6	0.000487	0.005927	0.000507	0.961655	0.02895	0.204728	1.7756893	0.7504409	0.961661	0.000487	0.00000000
7	0.000489	0.005440	0.000507	0.965016	0.02895	0.187898	1.7633130	0.7530699	0.965030	0.000489	-0.00000001
8	0.000491	0.004951	0.000507	0.968092	0.02895	0.171010	1.7521103	0.7554736	0.968110	0.000491	-0.00000001
9	0.000492	0.004461	0.000507	0.970880	0.02895	0.154067	1.7420537	0.7576511	0.970900	0.000492	-0.00000001
10	0.000493	0.003969	0.000507	0.973378	0.02895	0.137075	1.7331187	0.7596016	0.973400	0.000493	-0.00000001
11	0.000494	0.003476	0.000507	0.975584	0.02895	0.120040	1.7252837	0.7613244	0.975607	0.000494	-0.00000001
12	0.000495	0.002981	0.000507	0.977499	0.02895	0.102966	1.7185300	0.7628189	0.977523	0.000495	-0.00000001
13	0.000496	0.002486	0.000507	0.979121	0.02895	0.085859	1.7128416	0.7640845	0.979144	0.000496	-0.00000001
14	0.000497	0.001990	0.000507	0.980449	0.02895	0.068724	1.7082050	0.7651208	0.980472	0.000497	-0.00000001
15	0.000497	0.001493	0.000507	0.981482	0.02895	0.051565	1.7046095	0.7659273	0.981506	0.000497	-0.00000001
16	0.000498	0.000996	0.000507	0.982221	0.02895	0.034388	1.7020469	0.7665037	0.982244	0.000498	-0.00000001
17	0.000498	0.000498	0.000507	0.982664	0.02895	0.017198	1.7005115	0.7668496	0.982688	0.000498	-0.00000001
Σ	0.008333							12.833825			

<i>Iteración 4</i>											
Nº de orificio	QL (m³/s)	QM (m³/s)	AL (m²)	VL (m/s)	AM (m²)	VM (m/s)	β	$(1/\beta)^{0,5}$	VL*(m/s)	QL* (m³/h)	QL-QL*
1	0.000477	0.008333	0.000507	0.940534	0.02895	0.287824	1.8563941	0.7339474	0.940526	0.000477	0.00000000
2	0.000479	0.007857	0.000507	0.945325	0.02895	0.271363	1.8376120	0.7376886	0.945320	0.000479	0.00000000
3	0.000481	0.007378	0.000507	0.949835	0.02895	0.254819	1.8201944	0.7412097	0.949833	0.000481	0.00000000
4	0.000483	0.006896	0.000507	0.954062	0.02895	0.238196	1.8040955	0.7445095	0.954061	0.000483	0.00000000
5	0.000485	0.006413	0.000507	0.958004	0.02895	0.221499	1.7892739	0.7475867	0.958004	0.000485	0.00000000
6	0.000487	0.005928	0.000507	0.961661	0.02895	0.204733	1.7756915	0.7504405	0.961661	0.000487	0.00000000
7	0.000489	0.005440	0.000507	0.965030	0.02895	0.187903	1.7633141	0.7530697	0.965031	0.000489	0.00000000
8	0.000491	0.004951	0.000507	0.968110	0.02895	0.171013	1.7521108	0.7554735	0.968111	0.000491	0.00000000
9	0.000492	0.004461	0.000507	0.970900	0.02895	0.154071	1.7420539	0.7576510	0.970901	0.000492	0.00000000
10	0.000493	0.003969	0.000507	0.973400	0.02895	0.137079	1.7331188	0.7596015	0.973401	0.000493	0.00000000
11	0.000494	0.003476	0.000507	0.975607	0.02895	0.120043	1.7252837	0.7613244	0.975609	0.000494	0.00000000
12	0.000495	0.002981	0.000507	0.977523	0.02895	0.102969	1.7185300	0.7628189	0.977524	0.000495	0.00000000
13	0.000496	0.002486	0.000507	0.979144	0.02895	0.085861	1.7128416	0.7640845	0.979146	0.000496	0.00000000
14	0.000497	0.001990	0.000507	0.980472	0.02895	0.068725	1.7082050	0.7651208	0.980474	0.000497	0.00000000
15	0.000497	0.001493	0.000507	0.981506	0.02895	0.051566	1.7046095	0.7659273	0.981507	0.000497	0.00000000
16	0.000498	0.000996	0.000507	0.982244	0.02895	0.034388	1.7020469	0.7665037	0.982246	0.000498	0.00000000
17	0.000498	0.000498	0.000507	0.982688	0.02895	0.017198	1.7005115	0.7668496	0.982689	0.000498	0.00000000
Σ	0.008333							12.833807			

4.14.3 Zona de sedimentación

Para el diseño de la zona de sedimentación, que es la más importante de la unidad, se consideran los parámetros de tasa de sedimentación y tiempo de retención hidráulico.

A partir del primer parámetro y el caudal de diseño se define el área de sedimentación, y con ella se definen las dimensiones del sedimentador. Se verifican además algunas recomendaciones que verifican el funcionamiento correcto de los sedimentadores, como la velocidad longitudinal máxima en el interior de módulos⁶¹ y la velocidad crítica de sedimentación⁶². La principal razón por la que existen los otros parámetros de funcionamiento, es que dentro de los módulos se establezca un flujo laminar de forma de no arrastrar partículas sedimentadas.

4.14.3.1 Parámetros de diseño y dimensiones de cada unidad de sedimentación

Se mostraran los cálculos para uno de los tres sedimentadores, se asume que los caudales en las tres unidades es igual, por lo tanto los cálculos serán análogos.

Se define el caudal de diseño para el sedimentador, en función del volumen a retirar del tanque pulmón en 2 hs:

$$Q_{\text{diseño}} = \frac{V}{t} = \frac{117 \text{ m}^3}{2 \text{ h}} \cong 60 \text{ m}^3/\text{h}$$

La tasa de sedimentación se define por recomendaciones en base al tipo de sedimentador, y es el principal parámetro de diseño de los mismos. Se adopta un valor de carga superficial de 7 m³/m²/h, siendo el valor de referencia máximo adoptado para sedimentadores de flujo laminar con módulos (Sedimentadores de alta tasa)⁶³. El valor de la tasa corresponde a 168 m³/m²/d.

Entonces para la tasa asumida y el caudal por sedimentador, el área se determina mediante la siguiente ecuación, resultando un valor para área efectiva de sedimentación de 8,6 m².

$$A = \frac{Q_{\text{diseño por sedimentador}}}{TS} = \frac{60 \text{ m}^3/\text{h}}{7 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}} = 8,6 \text{ m}^2$$

Una vez determinada el área se fija el valor del ancho de la unidad y se determina en base al área hallada el valor del largo.

$$L = \frac{A}{B} = \frac{8,6 \text{ m}^2}{2,5 \text{ m}} = 3,4 \text{ m}$$

Los valores determinados para las dimensiones del sedimentador son los que se presentan en la tabla a continuación:

B(m)	L (m)
2,5	3,4

Tabla 112: Dimensiones sedimentador

⁶¹ Velocidad longitudinal en el interior de los módulos menor a 0,30 cm/s.

⁶² CEPIS, velocidad crítica de sedimentación entre 0,78 m/s y 1,98 m/h.

⁶³ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (Udelar).

Para el diseño de la zona de sedimentación se usaran módulos comerciales de PVC de 1,06 m de longitud y una inclinación respecto a la horizontal de 60°. Este tipo de módulos pueden ajustarse de ser necesario y adaptarse a dimensiones deseadas⁶⁴. A continuación se presentan en la siguiente tabla las características de los módulos:

Espesor(m)	0,10
Longitud(m)	1,06
θ (°)	60
Asup.min. (m ²)	7,42
h vertical (m)	0,92
Sc	1,375

Tabla 113: Características de los módulos.

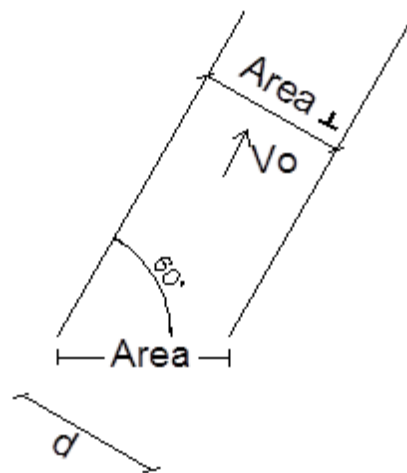


Figura 18: Módulos

Se determinan además los siguientes parámetros:

$$v_o = \frac{TS}{A_{sup} \cdot \sin \theta} = \frac{7 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}}{8,6 \text{ m}^2 \sin 60} = 0,22 \text{ cm/s}$$

$$Re = \frac{2 v_o d}{\nu} = \frac{2 (0,00224 \frac{\text{m}}{\text{s}})(0,10\text{m})}{1,0 \times 10^{-6}} = 449$$

$$v_{sc} = \frac{v_o Sc}{(\sin \theta + (L/d) \cos \theta)} = \frac{(8,08 \frac{\text{m}}{\text{h}})(1,375)}{(\sin 60 + (1,06/0,10) \cos 60)} = 1,80 \text{ m/h}$$

Verificando que se encuentran dentro de los rangos recomendados, a continuación se tabulan y las recomendaciones para los mismos:

⁶⁴ Ver catálogo de módulos para sedimentadores en Anexo de Memoria descriptiva.

Re	449	<500 Flujo Laminar ⁶⁵
vo (cm/s)	0,22	< 0,30 cm/s
	13,2	10 a 25 cm /min ⁶⁶
vsc (m/h)	1,80	0,78 -1,98 m/h ⁶⁷

Tabla 114: Otros parámetros de diseño

Como se puede observar todos los parámetros cumplen con los rangos establecidos en las recomendaciones.

Donde v_o se refiere a la velocidad longitudinal media del flujo dentro de los módulos, en la dirección preferencial, definida como el caudal sobre el área total de los módulos que corresponden a una sección perpendicular a los lados de los tubos. Esta velocidad está relacionada con la resuspensión de flóculos depositados en la zona de lodos, de manera de evitar la misma es que se ha de limitar la velocidad media del flujo.

Y v_{sc} la velocidad de sedimentación crítica de la partícula, que es definida por factores externos como los es por ejemplo la geometría del sedimentador, el caudal, elección del tiempo de extracción de muestras en un ensayo de jarras, etc..

4.14.4 Zona de salida o recolección de agua sedimentada

4.14.4.1 Canaletas de recolección

El agua sedimentada se recoge en la superficie de la zona de aguas claras, y se proyecta su recolección mediante canaletas de chapa, colocadas en el largo del sedimentador, provistas de vertederos triangulares en sus laterales.

Se proyectan para cada unidad, dos canaletas del mismo largo que el sedimentador, es decir de 3,4 m según se establece en la bibliografía⁶⁸ para el tipo de sedimentador adoptado, y 0,30 m de ancho, con descarga por ambos lados. Con este diseño se obtiene un caudal por metro lineal de vertedero de 1,23 L/s/m, verificando la recomendación de Carlos Richter.

Se determina la distancia máxima d entre canaletas mediante la siguiente relación:

$$\frac{d}{h_2} = \frac{432}{TS}$$

Donde,

- d es la distancia máxima entre vertederos,
- h_2 la altura sobre los módulos,
- TS la tasa de sedimentación.

⁶⁵ CEPIS, Tratamiento de Agua para consumo Humano-Manual II: Diseño de plantas con tecnología apropiada

⁶⁶ CEPIS, Tratamiento de Agua para consumo Humano-Manual II: Diseño de plantas con tecnología apropiada.

⁶⁷ CEPIS, Tratamiento de Agua para consumo Humano-Manual II: Diseño de plantas con tecnología apropiada.

⁶⁸ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR).

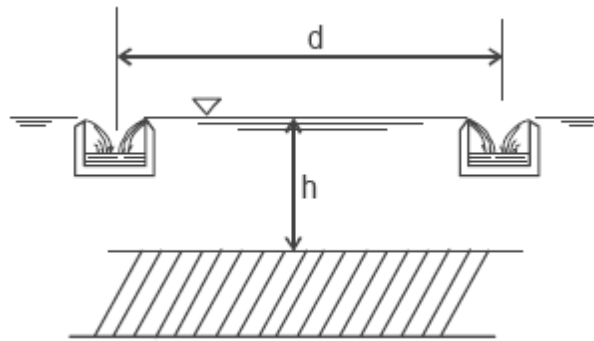


Figura 19: Zona de recolección de agua sedimentada.

Entonces, conocida la tasa de sedimentación de $168 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$, se fija h_2 en base a recomendaciones del fabricante de módulos⁶⁹ en un valor de $0,45 \text{ m}$ (valores de h_2 entre $0,45 \text{ m}$ y $0,76 \text{ m}$), por lo que tenemos en base a la relación recomendada por Acevedo Netto una distancia entre canaletas de $1,15 \text{ m}$.

$$\frac{d}{h_2} = \frac{432}{\text{TS}} \rightarrow d = \frac{432h_2}{\text{TS}} = \frac{432(0,45 \text{ m})}{168 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}} = 1,15 \text{ m}$$

4.14.4.2 Altura de la canaleta de recolección

La altura total de la canaleta estará determinada por el tirante máximo dentro de la canaleta h_o , la altura del vertedero $h_{\text{vertedero}}$ y una revancha.

Para determinar el valor de estos parámetros que conforman la altura total de la canaleta se debe considerar la descarga en el vertedero triangular y la descarga en la canaleta.

4.14.4.2.1 Vertederos

Cada canaleta de recolección dispondrá de 15 vertederos triangulares de 90° por lado de canaleta y el caudal por vertedero será de $0,00028 \text{ m}^3/\text{s}$. El caudal por vertedero se determina en función de los siguientes parámetros:

$$Q_{\text{vertedero}} = \frac{\left(\frac{Q_{\text{diseño}}}{\text{N}^\circ \text{canaletas Lados de vertederos por canaleta}} \right)}{\text{N}^\circ \text{vertederos}} = \frac{\left(\frac{0,01667 \text{ m}^3/\text{s}}{(1)(2)} \right)}{15} = 0,00028 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para ello se previeron vertederos de $0,05 \text{ m}$ de altura a la base con ángulo al centro de 90° . La base de dichos triángulos es de $0,10 \text{ m}$. El vertido se hará entonces con 15 vertederos de cada lado de las canaletas, espaciados $0,12 \text{ m}$.

$h_{\text{vertedero}}$ (m)	0,05
Ángulo al centro (grados)	90
Ancho superficial	0,10
Separación entre vertederos	0,12

Tabla 115: Dimensiones de vertederos triangulares.

⁶⁹ Brentwood Industries, Diseño y aplicaciones-Sedimentadores tubulares.

Mediante la ley de descarga de vertederos triangulares recto de lámina delgada con ángulo al centro se halló el tirante dentro de los vertederos:

$$Q = 1,4 H^{5/2} \rightarrow H = \left(\frac{Q}{1,4} \right)^{2/5} = \left(\frac{0,00028 \text{ m}^3/\text{s}}{1,4} \right)^{2/5} = 0,033 \text{ m}$$

Resultando un tirante dentro del vertedero de 0,033 m.

4.14.4.2.2 Descarga en la canaleta

La descarga en la canaleta será libre por lo que se determina el tirante máximo dentro de la canaleta por la ley de descarga de vertederos de lámina delgada:

$$Q = 1,383 b h_0^{1,5} \rightarrow h_0 = \left(\frac{Q}{1,383 b} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,0083 \text{ m}^3/\text{s}}{1,383 (0,3 \text{ m})} \right)^{2/3} = 0,07 \text{ m}$$

Donde,

- b ancho de la canaleta (m)
- h₀ tirante máximo (m)
- Q caudal dentro de la canaleta (m³/s)

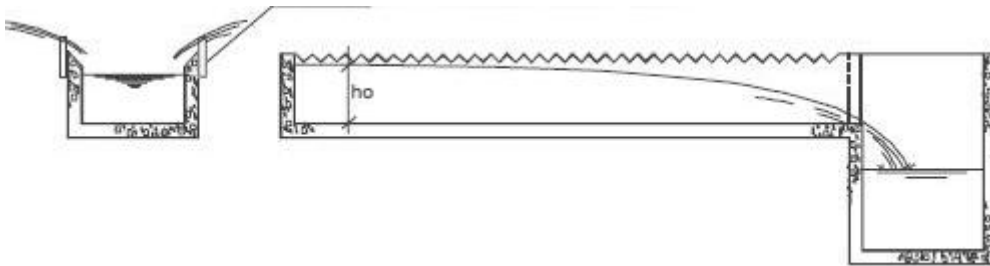


Figura 20: Descarga libre de canaleta de recolección con vertederos a los lados.

Definiendo una revancha en la canaleta de 0,05 m se tiene obtiene la altura total de la canaleta de recolección de 0,25 m.

	h (m)
Altura vertedero triangular	0,05
Revancha	0,05
Tirante máximo dentro de canaleta	0,07
Altura total canaleta de recolección	0,17

Tabla 116: Altura total de la canaleta de recolección.

$$H_{\text{total}} = h_{\text{vertedero}} + h_0 + \text{Revancha} = 0,05 \text{ m} + 0,07 \text{ m} + 0,05 \text{ m} = 0,17 \text{ m}$$

4.14.5 Zona de Lodos y extracción de los mismos

Con la finalidad de acumular la producción de lodos generados por los flóculos sedimentados se diseña una zona ubicada en el fondo del sedimentador. La misma se proyecta en base al tiempo máximo requerido entre descargas sucesivas, que para este caso se adoptó un valor de aproximadamente 3 horas, de forma que los lodos se extraigan cada pocas horas sin que el volumen se torne demasiado grande.

4.14.5.1 Producción de lodos

Para el diseño de la zona de lodos se debe determinar la producción de los mismos en la unidad. Se asume una concentración de sólidos para el agua proveniente del lavado de filtros según recomendaciones⁷⁰, oscilan entre 0,1 y 0,6 g/L. Se asume una concentración de sólidos de 0,5 g/L.

Se determina la masa de lodo generada por hora de operación de la planta, cuyo valor está relacionado a la eficiencia en el sedimentador, mediante la siguiente expresión:

$$M_L = \frac{\eta SQ}{C} = \frac{(1)(0,5 \text{ Kg de sólidos secos/m}^3 \text{ de agua bruta})(60 \frac{\text{m}^3}{\text{h}})}{0,012 \text{ kg sólidos secos/ kg lodos}} = 2500 \text{ Kg lodo/h}$$

Siendo:

ML	Masa de lodos (kg lodo / hora)
η	Rendimiento del sedimentador ⁷¹ (se adopta $\eta = 1$)
Q	Caudal (m ³ /h)
C	Concentración de sólidos secos en el lodo (kg S.Secos / kg lodos)
S	kg de sólidos secos por m ³ de agua tratada.

Se obtiene un valor de masa de lodos de 2500 Kg lodo/h.

Se adopta un valor para la densidad de sólidos secos de 1800 kg / m³, correspondiente al valor medio recomendado.⁷²

A partir de determina la densidad del lodo generado, a partir de la densidad del agua y la densidad de los sólidos secos, a partir de la siguiente expresión:

$$\delta_L = \frac{1}{\frac{C}{\delta_s} + \frac{1-C}{\delta}}$$

Donde,

δ_L	Densidad del lodo (kg lodo / m ³ de lodo)
δ_s	Densidad de sólidos secos (kg / m ³)
δ	Densidad del agua (kg/m ³)

⁷⁰ Métodos e Técnicas de Tratamiento de Agua, Di Bernardo. Volumen 2, Segunda Edición.

⁷¹ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), se adopta generalmente un valor de $\eta=1$.

⁷² Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), rango de valores para densidad de sólidos secos entre 1300 y 2300 Kg/m³.

$$\delta_L = \frac{1}{\frac{0,012 \text{ kg sólidos secos} / \text{kg lodos}}{1800 \text{ kg} / \text{m}^3} + \frac{(1 - 0,012 \text{ kg sólidos secos} / \text{kg lodos})}{1000 \text{ kg} / \text{m}^3}} = 1005 \text{ Kg de lodo} / \text{m}^3 \text{ de lodo}$$

El valor obtenido para este parámetro es de 1005 Kg de lodo/m³ de lodo.

Por último se calcula el volumen de producción de lodos a partir de la siguiente expresión:

$$V_L = \frac{M_L}{\delta_L} = \frac{2500 \text{ Kg lodo/h}}{1005 \text{ g de lodo/m}^3 \text{ de lodo}} = 2,5 \text{ m}^3 \text{ lodo/h}$$

Siendo,

V_L Volumen de lodos (m³ de lodo / h)

El valor de volumen de lodos obtenido es de 2,5 m³ lodo/h.

4.14.5.2 Dimensiones de tolva

Se diseña una tolva de recolección para un tiempo entre descargas sucesivas de aproximadamente 3 hs y el volumen de lodos mencionado en el párrafo anterior. De esta manera el volumen que deben poseer el con junto de tolvas por sedimentador será de 7,3 m³.

La tolva estará compuesta por dos partes diferenciadas por su forma, la primera corresponde a un prisma de base igual a las dimensiones del sedimentador y altura 0,40 m, y la segunda a una pirámide trunca debajo de la primera de igual base que ésta y altura 0,95 m definida con respecto al ángulo de inclinación de esa pirámide con respecto a la horizontal, ángulo adoptado de 45° según recomendaciones⁷³. El ángulo debe asegurar que los lodos se dirijan hacia la parte inferior de la tolva para su purga a través de un sistema de tuberías que lo conducen hacia el sistema de tratamiento de lodos.

$$V_{\text{Prisma}} = A_{\text{base}} h = 3,4 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{Piramide trunca}} = \frac{h}{3} (A_{\text{base mayor}} + A_{\text{base menor}}) + (A_{\text{base mayor}} A_{\text{base menor}})^{1/2} = 3,85 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{Total}} = V_{\text{Prisma}} + V_{\text{Piramide trunca}} = 3,4 \text{ m}^3 + 3,85 \text{ m}^3 = 7,3 \text{ m}^3$$

El tiempo entre descargas sucesivas se determina mediante la siguiente relación:

$$t_{\text{entre descargas}} = \frac{V_{\text{Total}}}{V_L} = \frac{33,75 \text{ m}^3}{4 \text{ m}^3 \text{ lodo/h}} \cong 8 \text{ h}$$

Entonces en una jornada de 24 hs se realizaran aproximadamente 8 purgas en el sedimentador.

⁷³ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR), ángulo recomendado entre 45 y 60 ° con respecto a la horizontal para que permita el descenso de los lodos hacia la parte inferior de la tolva para su purga.

4.14.5.3 Purga de lodos

El diseño de la tubería de purga se realizara mediante tres tuberías por cada línea de tolvas en el ancho del sedimentador. Las mismas se encuentran perforadas en su parte superior de manera se que permita el ingreso de los lodos que se encuentran en las tolvas.

Para definir el diámetro de estas, se calcula la velocidad de descarga según recomendaciones⁷⁴:

$$v = \sqrt{2gH} = \sqrt{2(9,8 \text{ m}^2/\text{s})(2,55\text{m})} = 7,1 \text{ m/s}$$

Siendo,

g aceleración de la gravedad (m^2/s)
 H el nivel máximo de agua relativo al punto de descarga (m)

Seleccionado un diámetro se determina el caudal de descarga a partir de la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{descarga}} = C_D \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) v$$

Siendo,

Q_{descarga} , el caudal de descarga en m^3/s
 C_D el coeficiente de descarga, valor adoptado es 0,6.
 D el diámetro de la tubería de descarga en m.

Para un diámetro de 200 mm, el caudal de descarga resulta:

$$Q_{\text{descarga}} = 0,6 \left(\frac{\pi (0,20\text{m})^2}{4} \right) \left(7,1 \frac{\text{m}}{\text{s}} \right) = 0,1205 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se verifica el tirante de las conducciones ubicadas aguas debajo de la descarga, de modo que no supere el 75% de su diámetro. La verificación se realiza mediante la ecuación de Manning, para los siguientes datos, verificándose un tirante aproximado de 61%:

n	0,01
Q(m^3/s)	0,1205
S %	2
Daa(m)⁷⁵	0,315

Tabla 117

⁷⁴ Ecuación de Torricelli, Métodos e Técnicas de Tratamiento de Agua, 2ª edición, Luiz Di Bernardo- Angela Di Bernardo Dantas.

⁷⁵ Diámetro comercial en fundición dúctil.

4.14.6 Tanque pulmón de lodos

Se diseña esta unidad con la función de amortiguar los elevados caudales de lodos procedentes de las purgas de los sedimentadores de la línea de agua y la línea de lodos. De acuerdo a recomendaciones⁷⁶, las concentraciones estimadas para los caudales de lodos son de alrededor de 1,2 % en contenido de sólidos.

4.14.6.1 Diseño

El diseño del tanque pulmón se realiza tomando en cuenta las purgas de los sedimentadores de la línea de agua y de la línea de lodos, no considerándose el caudal generado en las unidades de floculación ya que no es apreciable frente a los caudales generados en los sedimentadores. Igualmente se agregaron sus descargas a la red de conducción de lodos para eventuales limpiezas de estas unidades.

Se presenta en la siguiente tabla un resumen de las purgas diarias:

Unidades	Q total de lodos en la planta(m ³ /día)
Sedimentador Línea de Agua	95.6
Sedimentador Línea de Lodos	59.7
Total	155.3

Tabla 118: Purgas diarias de lodos en unidades de sedimentación

Se determina el volumen del tanque pulmón considerando que cada 8 hs se realiza una purga del sedimentador de la línea de agua y 2,67 purgas del sedimentador de la línea de lodos. Ese volumen deberá ser enviado por bombeo al espesador de lodos. En la siguiente tabla se detallan los volúmenes que determinan la capacidad del tanque pulmón:

V sedimentador Línea de Lodos (m³)	20
V sedimentador Línea de Agua (m³)	32
TOTAL (m³)	52

Tabla 119: Volumen tanque pulmón

El diseño del tanque se realiza en sección circular cuyas dimensiones se detallan a continuación:

D (m)	5
A(m²)	19,6
h útil(m)	2,64
Revancha(m)	1,46
Sumergencia (m)	0,4
h(m)	4,50

Tabla 120: Dimensiones tanque pulmón

⁷⁶ Notas Curso de Tratamiento de Agua Potable, Facultad de Ingeniería (UdelaR),

4.14.6.2 Potencia requerida para el sistema de agitación

Se considera colocar dentro de la unidad un sistema de agitación dentro de la misma, de modo de evitar que se produzca sedimentación del lodo en el tanque.

El sistema de agitación estará compuesto por un agitador sumergible con una potencia requerida de 3,1 Kw de potencia. Para determinar esa potencia se conoce un valor de referencia de 0,06 KW/m³ para lodos espesados con características en concentración de sólidos similares.

Entonces, para un volumen de 52 m³ la potencia requerida es de 3,1 KW.

4.14.6.3 Bombeo a espesador

El lodo que sale del tanque es enviado a la unidad de espesador mediante una bomba sumergible para aguas residuales con contenido de sólidos.

El caudal para la bomba se determina en función del volumen de lodos de 52 m³ para el cual se diseña el tanque pulmón y que se desea sacar de la unidad en 8 hs, resultando de 6,5 m³/h.

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{V}{t} = \frac{52 \text{ m}^3}{8 \text{ h}} \cong 6,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

Para determinar la carga total a elevar se determinan las pérdidas de carga localizadas y distribuidas y el desnivel geométrico.

4.14.6.3.1 Pérdidas de carga distribuida en la impulsión

Las pérdidas de carga distribuidas se determinan mediante la fórmula de Darcy-Weisbach:

$$h_{\text{distribuida}} = f \left(\frac{l}{D} \right) \frac{v^2}{2g}$$

Siendo,

Hdistribuida	pérdida de carga distribuida en m.c.a
f	coeficiente de rugosidad
D	diámetro interno de la tubería: m
v	velocidad en m/s
g	aceleración de la gravedad
l	largo de la tubería

La tubería de impulsión se diseña en un diámetro de 60 mm en fundición dúctil, para una velocidad de 0,64 m/s verificándose referencias⁷⁷.

⁷⁷ 77 Manual de Hidráulica, Azevedo Netto.J.M. Velocidad máxima en la impulsión depende del diámetro elegido, para un diámetro de 60 mm la velocidad debe ser menor a 1,4 m/s.

$g(m^2/s)$	9,8
D impulsión(m)	0,06
$A(m^2)$	0,0028
Q impulsión(m^3/h)	6,5
Q impulsión(m^3/s)	0,002
$v(m/s)$	0,64

Tabla 121

Se tiene un valor de $h_{distribuida}$ de 0,094 m.c.a.:

f	0,02141
D _{int} (mm)	60
L(m)	12,7
$v^2/2g$	0,0206

Tabla 122

$$h_{distribuida} = 0,01981 \left(\frac{12,7 \text{ m}}{0,060} \right) (0,0206) = 0,094 \text{ m. c. a.}$$

4.14.6.3.2 Pérdidas de carga localizadas en la impulsión

Considerándose las siguientes piezas que constituyen la impulsión:

PIEZA	CANTIDAD	K	nK
Reducción	1	0,4	0,4
Codo	4	0,4	1,6
Válvula de retención	1	2,4	2,4
Llave corte	1	0,2	0,2
tee	1	0,2	0,2
TOTAL			4,8

Tabla 123: Piezas en la impulsión

Entonces, a partir del valor total de nk se determina la pérdida de carga localizada:

$$h_{localizada} = \sum nk \frac{v^2}{2g} = 4,8 \frac{(0,64 \text{ m/s})^2}{2(9,8 \frac{m^2}{s})} = 0,099 \text{ m. c. a.}$$

El desnivel geométrico es de 7,2 m. Así que la carga total se determina como:

$$h_{total} = h_{distribuida} + h_{localizada} + \Delta h_{geométrico} = 0,094 + 0,099 + 7,2 = 7,4 \text{ m}$$

4.14.7 Espesador de lodos

Con motivo de concentrar los lodos que vienen del tanque pulmón y reducir el volumen a estabilizar o transportar de los mismos, se instala una unidad de espesamiento. La deshidratación posterior se realiza en forma más eficiente si los lodos recibidos en esa etapa tienen una concentración de alrededor del 4 %.

4.14.7.1 Diseño de la unidad

Se diseña como es habitual, un espesador de sección circular en hormigón. Para determinar las dimensiones del mismo, se define el caudal de ingreso a la unidad, siendo este de $6,5 \text{ m}^3/\text{h}$, en base a un tiempo de vaciado de 8 hs. Este caudal fue definido en el punto 4.12.4.4.3 de esta memoria.

Con base en estas consideraciones se define un espesador que asumiendo un diámetro de 7 m según recomendaciones⁷⁸:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (7 \text{ m})^2}{4} = 38,5 \text{ m}^2$$

Se define una altura útil de 3,16 m y una altura total de 3,6 m.

Una vez definidas las dimensiones de la unidad se determina el tiempo de retención hidráulico en la misma, el que resulta de aproximadamente 0,8 días.

El parámetro de diseño crítico para este tipo de espesadores es la carga de sólidos por unidad de superficie y por unidad de tiempo. El segundo parámetro considerado en el diseño es la tasa superficial. Este último es de gran importancia debido a que una tasa demasiado exagerada puede ocasionar arrastre de sólidos en el agua decantada.

Los cálculos para determinar estos dos parámetros se presentan a continuación. Para la carga de sólidos se tiene:

$$C_{\text{sólidos totales}} = C \left(\frac{\text{Kg sólidos secos}}{\text{Kg lodos}} \right) \rho_L \left(\frac{\text{Kgsólidos secos}}{\text{m}^3 \text{lodo}} \right)$$

$$C_{\text{sólidos totales}} = 0,012 \left(\frac{\text{Kg sólidos secos}}{\text{Kg lodos}} \right) 1005,4 \left(\frac{\text{Kgsólidos secos}}{\text{m}^3 \text{lodo}} \right) = 12,06 \text{ gSST/l}$$

$$C_s = \frac{Q_{\text{diseño}} C_{\text{sólidos totales}} 24}{A} = \frac{24 (6,5 \text{ m}^3/\text{h}) (12,06 \text{ gSST/l})}{38,5 \text{ m}^2} = 48,7 \text{ KgSST/m}^2 \text{d}$$

Para la tasa superficial se tiene:

$$T_s = \frac{Q_{\text{diseño}} 24}{A} = \frac{24 (6,5 \text{ m}^3/\text{h})}{38,5 \text{ m}} = 4 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Los valores mencionados verifican las recomendaciones^{79 80}.

⁷⁸ Diámetro de espesador hasta 25 m. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Guía para el manejo, estabilización y disposición de lodos químicos. Comisión Nacional del Agua. México-Diciembre 2007.

4.14.7.2 Salida del efluente clarificado

El sobrenadante sale de la unidad a través de previo pasaje por vertederos triangulares de 90° ubicados en todo el perímetro de la unidad. El diseño se realiza asumiendo un caudal por metro lineal de vertedero de 0,08 L/s/m. Los cálculos se presentan a continuación.

$$L_{\text{vertedero}} = \pi D = \pi (7 \text{ m}) = 22 \text{ m}$$

Se determina el caudal por metro lineal de vertedero:

$$q_L = \frac{Q_{\text{diseño}}}{L_{\text{vertedero}}} = \frac{6,5 \text{ m}^3/\text{h}}{22 \text{ m}} = 0,08 \text{ l/s/m}$$

El efluente descarga a una canaleta que recorre todo el perímetro y conduce el mismo hacia la red de desagües de la planta potabilizadora.

La canaleta de recolección dispondrá de 110 vertederos triangulares de 90° y el caudal por vertedero será de 0,059 m³/h. El caudal por vertedero se determina en función de los siguientes parámetros:

$$Q_{\text{vertedero}} = \frac{Q_{\text{diseño}}}{\text{Nº vertederos}} = \frac{(6,5 \text{ m}^3/\text{h})}{15} = 0,059 \text{ m}^3/\text{h}$$

Para ello se previeron vertederos de 0,05 m de altura a la base con ángulo al centro de 90°. La base de dichos triángulos es de 0,10 m. El vertido se hará entonces con 110 vertederos de cada lado de las canaletas, espaciados 0,10 m.

h_vertedero (m)	0,05
Ángulo al centro (grados)	90
Ancho superficial	0,10
Separación entre vertederos	0,10

Tabla 124: Dimensiones de vertederos triangulares.

Mediante la ley de descarga de vertederos triangulares recto de lámina delgada con ángulo al centro se halló el tirante dentro de los vertederos:

$$Q = 1,4 H^{5/2} \rightarrow H = \left(\frac{Q}{1,4} \right)^{2/5} = \left(\frac{0,059 \text{ m}^3/\text{h}}{1,4} \right)^{2/5} = 0,011 \text{ m}$$

Resultando un tirante dentro del vertedero de 0,011 m.

⁷⁹ Carga de sólidos entre 15 y 200Kg SST/m²día. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Guía para el manejo, estabilización y disposición de lodos químicos. Comisión Nacional del Agua. México-Diciembre 2007.

⁸⁰ Tasa superficial entre 4 y 8 m³/m²/día. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Guía para el manejo, estabilización y disposición de lodos químicos. Comisión Nacional del Agua. México-Diciembre 2007.

4.14.7.3 Volumen de la zona de lodos

El diseño del volumen necesario para acumular los lodos espesados se determina asumiendo una densidad de lodo espesado al 4% igual a la densidad del agua.

En función del volumen diario de 155,3 m³, y para una concentración de sólidos de 1,2% en peso se determinan la fracción sólida y líquida que ingresan a la unidad de espesador.

Para la fracción sólida se tiene:

$$\text{Entrada Fracción sólida} = C \left(\frac{\text{Kg sólidos secos}}{\text{Kg lodos}} \right) \rho \left(\frac{\text{Kg lodos}}{\text{m}^3 \text{lodos}} \right) \frac{Q_{\text{diario}}}{t_{\text{funcionamiento}}}$$

$$\text{Entrada Fracción sólida} = 0,012 \left(\frac{\text{Kg sólidos secos}}{\text{Kg lodos}} \right) 1000 \left(\frac{\text{Kg lodos}}{\text{m}^3 \text{lodos}} \right) \frac{155,3 \text{ m}^3/\text{d}}{24 \text{ h}} = 77,6 \frac{\text{Kg sólidos secos}}{\text{h}}$$

Para la fracción líquida se tiene:

$$\text{Entrada Fracción líquida} = C \left(\frac{\text{Kg agua}}{\text{Kg lodos}} \right) \rho \left(\frac{\text{Kg lodos}}{\text{m}^3 \text{lodos}} \right) \frac{Q_{\text{diario}}}{t_{\text{funcionamiento}}}$$

$$\text{Entrada Fracción líquida} = 1,0 \left(\frac{\text{Kg agua}}{\text{Kg lodos}} \right) 1000 \left(\frac{\text{Kg lodos}}{\text{m}^3 \text{lodos}} \right) \frac{155,3 \text{ m}^3/\text{d}}{24 \text{ h}} = 6469,3 \frac{\text{Kg agua}}{\text{h}}$$

Se asume que la fracción sólida es purgada en su totalidad y se conduce a la etapa de deshidratación. Este lodo purgado posee una concentración del contenido de sólidos del 4%, por lo tanto, el caudal de lodo purgado será:

$$Q_{\text{lodo purgado}} = \text{Entrada Fracción sólida} / C \left(\frac{\text{Kg sólidos secos}}{\text{Kg lodos}} \right) / \rho \left(\frac{\text{Kg lodos}}{\text{m}^3 \text{lodos}} \right)$$

$$Q_{\text{lodo purgado}} = \left(77,6 \frac{\text{Kg sólidos secos}}{\text{h}} \right) / \left(0,04 \frac{\text{Kg sólidos secos}}{\text{Kg lodos}} \right) / \left(1000 \frac{\text{Kg lodos}}{\text{m}^3 \text{lodos}} \right) = 1,94 \text{ m}^3 \text{lodo/h}$$

$$Q_{\text{lodo purgado}} = 1,94 \frac{\text{m}^3 \text{lodo}}{\text{h}} = 46,6 \frac{\text{m}^3 \text{lodo}}{\text{h}}$$

Se asume un volumen para la zona de lodos de 36,2 m³, compuesta por dos volúmenes diferenciados en una zona prismática y otra de cono trunco.

$$V_{\text{Prisma}} = A_{\text{base}} h = 30,8 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{cono trunco}} = \frac{\pi h}{3} (R^2 + Rr + r^2) = 5,4 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{Total}} = V_{\text{Prisma}} + V_{\text{cono trunco}} = 30,8 \text{ m}^3 + 5,4 \text{ m}^3 = 36,2 \text{ m}^3$$

4.14.7.4 Bombas de cavidad progresiva

La hipótesis asumida es que la concentración de sólidos a la salida del espesador será de aproximadamente un 4%. Con lo cual el volumen de sólidos a retirar diariamente asciende a $46,6 \text{ m}^3$.

Sobre la base de un turno de trabajo, o sea 7 horas de bombeo hacia el filtro de banda tendríamos una caudal de $6,65 \text{ m}^3/\text{h}$.

El equipo seleccionado es capaz de bombear como máximo un caudal de $10 \text{ m}^3/\text{h}$ y una presión máxima de 3 BAR, la potencia necesaria para el equipo es de 5 HP.

Bomba	Vazão (m³/h)	Pressão (bar)	VGM (m/s)	Rotação	Potência Absorvida (HP)
NM053BY01L07JS	10,0	2 a 3	0,62	150	5,0
	15,2	2 a 3	0,94	226	
	21,0	2 a 3	1,34	324	
	9,5	4	0,62	150	5,0
	15,0	4	0,94	226	
	20,8	4	1,34	324	
	20,0	4	1,34	324	7,5
	23,0	4	1,51	365	
	27,0	4	1,80	435	

Figura 21: Bomba de cavidad progresiva seleccionada

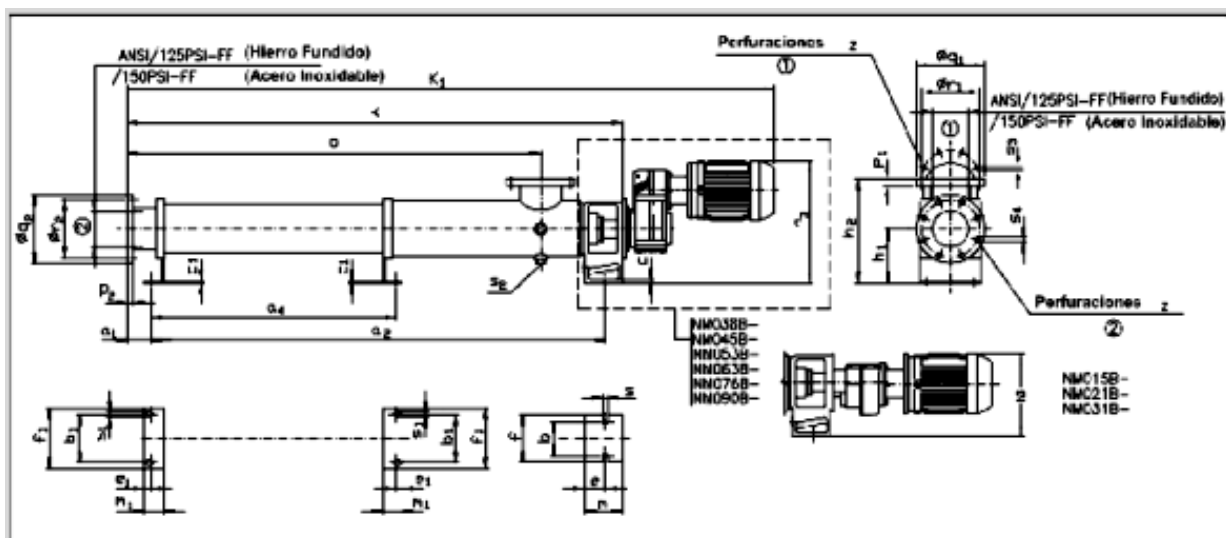


Figura 22: Datos técnicos y dimensiones para la instalación.

La instalación deberá estar en un régimen 1+1, con una bomba en servicio y otra en espera.

4.14.8 Deshidratación mediante filtro de bandas

El lodo espesado será bombeado mediante bombas de cavidad progresiva hacia las unidades de deshidratación mecánica.

La elección del sistema de deshidratación es función de la tipología de fango producido y del espacio disponible para el tratamiento. Se proyecta realizar la deshidratación de lodos mediante un filtro de bandas.

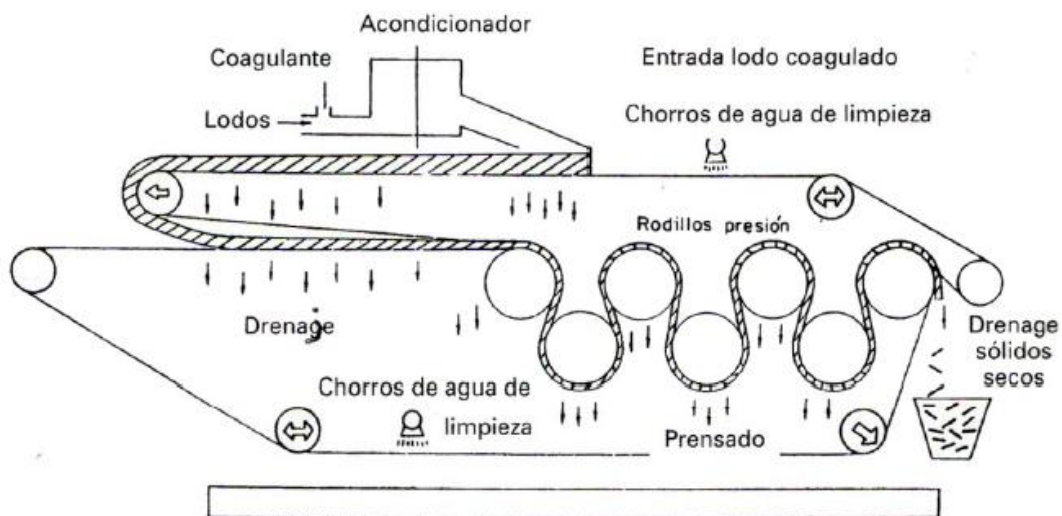


Figura 23: Esquema de filtro de banda⁸¹.

4.14.8.1 Diseño

Para el diseño de la unidad de deshidratación es necesario conocer algunos parámetros relevantes, dentro de los cuales encontramos al tiempo de funcionamiento del equipo y la carga de aplicación de lodos.

El tiempo de funcionamiento del equipo corresponde al tiempo máximo diario en que el equipo opera. Se define en función de la duración de un turno de trabajo, asumido en aproximadamente 8 hs.

Se decide adoptar un tiempo de funcionamiento de 7 hs para tener un margen de tiempo adicional dentro del turno en caso de ser necesario.

La carga de aplicación de lodos se refiere al caudal de lodos que ingresa a la unidad, la misma se define en función del caudal de lodo que ingresa a la unidad en el tiempo de funcionamiento adoptado y el volumen máximo diario de lodo. Se considera entonces según referencias que el tenor de SST es de 4%⁸².

Para un valor de caudal de ingreso de lodos a la unidad de $6,65 \text{ m}^3/\text{h}$, se tiene:

⁸¹ Tratamiento de Fangos, Universidad Politécnica de Cartagena.

⁸² Métodos e Técnicas de Tratamiento de Agua, 2ª edición, Luiz Di Bernardo- Angela Di Bernardo Dantas. Rango SST de lodo afluente de 3 a 6%.

$$\text{Kg} \frac{\text{SST}}{\text{h}} = \text{Carga de aplicación de lodos} \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right) Q \text{ lodo de ingreso a la unidad} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right)$$

$$\text{Kg} \frac{\text{SST}}{\text{h}} = \left(40 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right) \left(6,65 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) = 266,2 \text{ Kg} \frac{\text{SST}}{\text{h}}$$

De acuerdo a los parámetros característicos mencionados y según recomendaciones⁸³ de proveedor en cuanto a carga de aplicación de lodos, se determina el ancho de tela para el filtro de banda. Se adopta un valor de ancho de banda de 1,0 m, operando para caudales entre 2 y 33 m³/h, se elige un modelo recomendado que cubre las características mencionadas⁸⁴.

$$\text{Ancho de banda maximo(m)} = \frac{266,2 \text{ Kg} \frac{\text{SST}}{\text{h}}}{250 \frac{\text{Kg}}{\text{h}} \text{ m}} = 1,06 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de banda minimo(m)} = \frac{266,2 \text{ Kg} \frac{\text{SST}}{\text{h}}}{350 \frac{\text{Kg}}{\text{h}} \text{ m}} = 0,76 \text{ m}$$

4.14.8.2 Preparación del lodo para la deshidratación

El lodo debe ser acondicionado de forma de facilitar la operación en la unidad de filtro de banda, proporcionando la aglomeración necesaria para su posterior prensado y deshidratado en la unidad.

Según recomendaciones, la cantidad de polímero utilizada generalmente para lodos de sulfato de aluminio es de 5 a 7,5 Kg/ton sólidos según referencias⁸⁵ mexicanas. Otras referencias indican que el consumo de polímero es entre 1,5 y 3,0 g/Kg SST⁸⁶. Se pide a una empresa proveedora en el país que brinde información al respecto y se decide considerar la segunda referencia.

4.14.8.2.1 Dosificación de polímeros

Se usará un polímero catiónico llamado FLOPAM FO469 SSH, usado habitualmente en OSE en sistemas de deshidratación de lodos provenientes de plantas de agua potable.

Si bien la dosis a aplicar se debe ajustar mediante ensayos que determinen la dosis óptima a aplicar la cual depende del agua a tratar, no debiéndose replicar experiencias sin ensayos previos. Se adopta un valor de 3,0 kg/tonelada de sólidos secos, en base a la recomendación especificada por una empresa proveedora del rubro⁸⁷.

$$\frac{\text{Toneladas SST}}{\text{d}} = \left(\frac{\text{Kg SST}}{\text{h ingresa a la unidad}} \right) \frac{(\text{Tiempo de funcionamiento})}{1000}$$

⁸³ Proveedor TEFSA, se adjunta catalogo en el Anexo Catálogos de la Memoria Descriptiva. Los valores para carga de aplicación de lodos entre 250 y 350 KgSST/m.h

⁸⁴ Proveedor TEFSA, se adjunta catalogo en el Anexo Catálogos de la Memoria Descriptiva .Modelo BS para alta presión.

⁸⁵ Comisión Nacional Agua. Guía para el manejo, estabilización y disposición de lodos químicos. Diciembre 2007

⁸⁶ Métodos e Técnicas de Tratamiento de Agua, 2ª edición, Luiz Di Bernardo- Angela Di Bernardo Dantas

⁸⁷ Proveedor TEFSA, se adjunta hoja de seguridad del producto en el Anexo Catálogos de la Memoria Descriptiva.

$$\frac{\text{Toneladas SST}}{d} = \frac{(266,2\text{Kg SST/h})(7\text{ h})}{1000} = 1,86 \frac{\text{toneladas de sólidos secos}}{d}$$

$$\text{Cantidad máx producto} = \frac{3\text{ kg}}{\text{tonelada de sólidos secos}} \left(1,86 \frac{\text{toneladas de sólidos secos}}{d} \right)$$

4.14.8.2.2 Tanques de preparación de solución

De acuerdo a la dosis recomendada anteriormente, de 3 g/L o 0,003 g/m³, se calcula a continuación la cantidad de solución necesaria para el consumo diario.

$$\text{Volúmen tanque de preparación} = \frac{5600 \frac{\text{g}}{d}}{3 \frac{\text{g}}{d}} = 1867 \text{ L/d}$$

Se deberá prever la instalación de dos tanques de 2000 L en los cuales se pueda marcar la altura correspondiente al volumen determinado antes (1867 L) para satisfacer la demanda diaria del producto. Si bien con un tanque alcanzaría se prevé que sean dos unidades para una operación continua, mientras uno está en uso se prepara en el otro para la siguiente jornada de trabajo. Cada tanque debe tener agitador mecánico para la preparación.

4.14.8.2.3 Bombas dosificadoras

Se deberá realizar una instalación de bombas de diafragma en régimen 1+1, uno en funcionamiento y uno en respaldo.

El equipo de bombeo debe ser capaz de bombear la solución de polímero en el tiempo de operación del equipo, que en éste caso es de 7 h/d.

$$q_{\text{dilución}} = \frac{1867 \frac{\text{L}}{d}}{7h} = 267 \text{ L/h}$$

Marca	Modelo	Caudal(L/h)	Presión Máxima(BAR)	Motor	Volumen carrera(cm ³)	Frecuencia emboladas(n/min)	Peso(kg)
				Potencia(W)			
GRUNDFOS	DMX280	280	3	370	27,8	175	30

Tabla 125: Características de la bomba

DMX 280-8

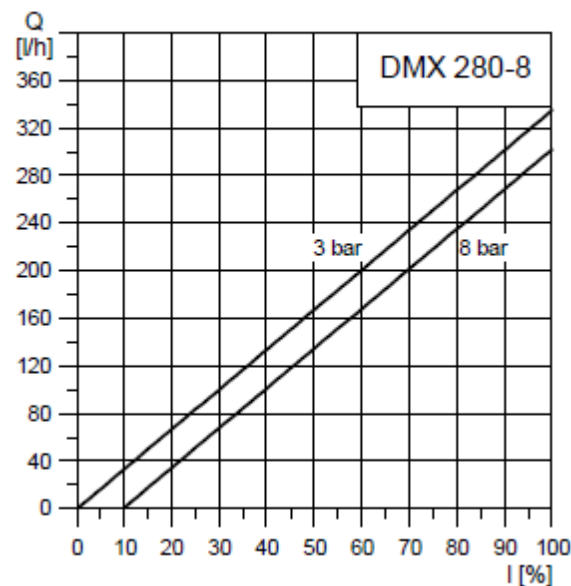


Figura 24: Curva de la bomba preseleccionada

Caudal(L/h)	%Carrera
267	83

Tabla 126: % carrera

4.14.8.2.4 Lavado de telas

Se requiere una fuente de agua razonablemente limpia, para asegurar el lavado adecuado de la banda o tela. Es posible abastecer el lavado con agua sedimentada proveniente del sedimentador de la línea de lodos.

A la salida del sedimentador de la línea de lodos se dispone de un canal donde se acumula el agua sedimentada, la cual será transportada en caso de ser necesario el lavado de las bandas a un tanque de capacidad aproximada 10 m^3 , que abastecerá las bombas de lavado.

Para ello se estima en base a referencias un caudal de lavado. La línea de agua de lavado para limpieza de telas, se pre dimensiona en base a referencias donde se tiene los siguientes parámetros de diseño:

Agua de lavado (L/m/s)	6
Presión de lavado (m.c.a.)	70

Tabla 127: Características del lavado

$$\text{Caudal de lavado} = \left(6 \frac{\text{L}}{\text{m s}} \right) 1 \text{ m} = 6 \frac{\text{L}}{\text{s}} = 21,6 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

4.14.8.2.5 Lodo deshidratado

Una vez que el lodo es deshidratado se dispone en volquetas que serán transportadas en camiones para su disposición final.

Se estima el volumen máximo diario de torta de lodo estimado para una concentración de sólidos del 20% en peso y una densidad de torta de 1,1 kg/L.⁸⁸

$$\frac{1862 \text{ kg SST}}{0,2 \text{ kg SST/d}} = 9312 \text{ kg lodo}$$

Entonces,

$$\frac{9312 \text{ kg lodo}}{1,1 \frac{\text{kg lodo}}{\text{L lodo}}} \cong 8,5 \frac{\text{m}^3 \text{ lodo}}{\text{d}}$$

Se deberá proveer de una volqueta de 10 m³ aproximadamente por día.

⁸⁸ Métodos e Técnicas de Tratamiento de Água, 2ª edición, Luiz Di Bernardo- Angela Di Bernardo Dantas

4.15 OTRAS INSTALACIONES

4.15.1 Instalaciones Sanitarias

4.15.1.1 Red de abastecimiento de agua potable

La planta deberá contar con suministro de agua potable para cubrir las necesidades requeridas dentro de la misma.

Si bien este ítem no se encuentra dentro de la propuesta original del presente proyecto, se describe a grandes rasgos como puede ser el sistema de abastecimiento dentro de la planta potabilizadora.

El abastecimiento a los puntos de la planta en que se requiere de agua potable se realiza mediante una conexión en la línea de impulsión y enviada mediante tuberías de PEAD soldados mediante electrofusión.

La demanda estimada a satisfacer se determina en la siguiente tabla:

Lugar de consumo	Cantidad	Caudal(L/s)	Observaciones
Pre-oxidación	1	0,39	Caudal de bomba en línea 1400 L/h
Dilución sulfato	1	0,95	Dilución en línea de sulfato 3424 L/h
Preparación alcalinizante	1	0,50	en 46 min se llena el depósito de 4250 litros
Polímero ayudante de floculación	1	0,5	Tanque de preparación de 1700 L llenado en 16 minutos
Polímero acondicionador de lodos	1	0,5	Tanque de preparación de 1500 L llenado en 14 minutos
Solución súper clorada	1	0,08	
Inodoros	2	0,2	En baños de oficina
Lavabos	2	0,2	En baños de oficina y cocina
Pileta laboratorio	1	0,15	
Duchas y baños	1	0,4	
TOTAL		4	

Tabla 128: Estimación de caudales en la planta.

El caudal demandado en la planta es de 14,4 m³/h, dicho caudal deberá ser conducido por tuberías plásticas que tomarán agua de la tubería de impulsión de la planta de tratamiento.

v(m/s)	0,8
Q(m ³ /h)	14,4
Q(m ³ /s)	0,04

Tabla 129

$$A(m^2) = \frac{Q}{v} = \frac{0,004 \frac{m^3}{s}}{0,8 \frac{m}{s}} = 0,005m^2$$

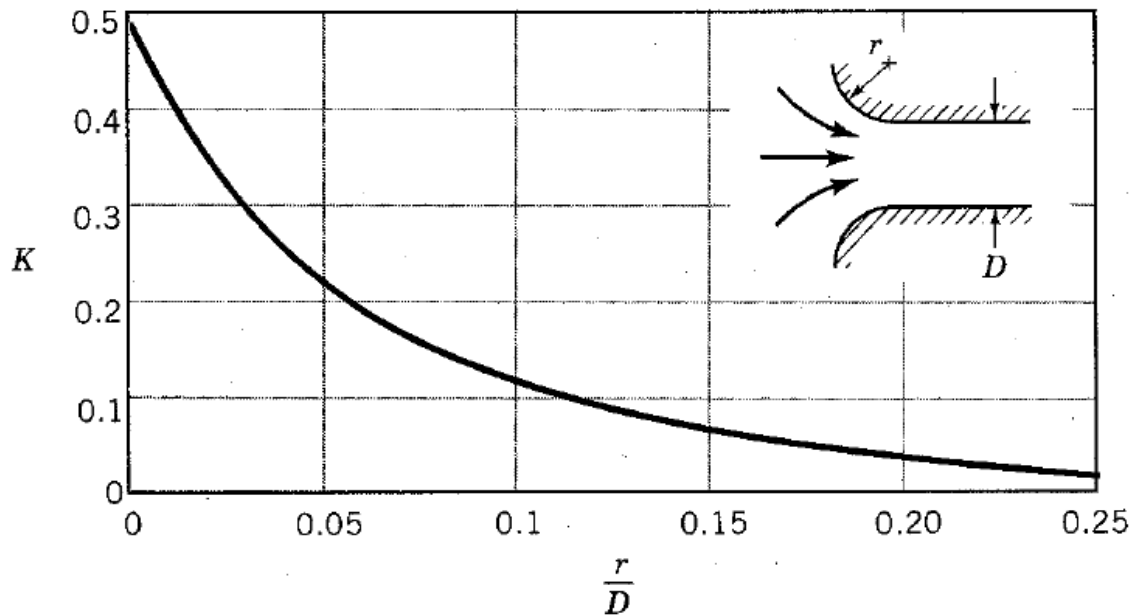
Se determina el diámetro según la siguiente relación:

$$D = \sqrt{\frac{4 A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.005}{\pi}} = 80\text{mm}$$

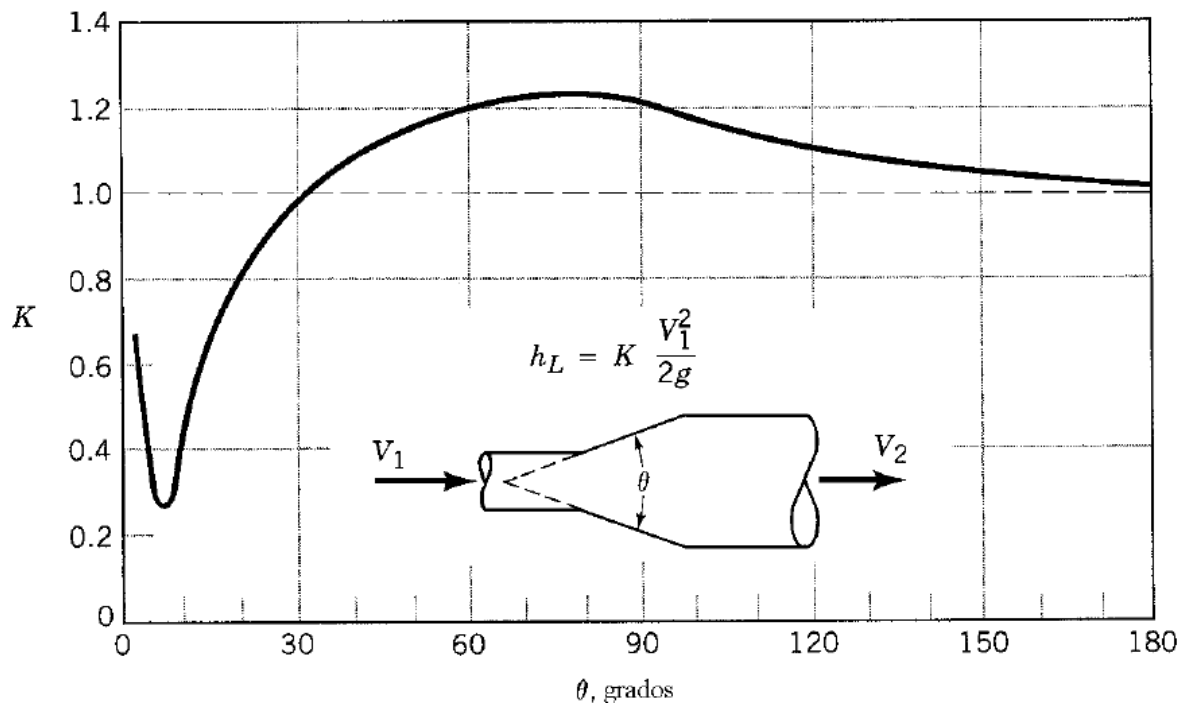
La tubería comercial con diámetro interno más próximo es de PEAD 110 mm nominal, diámetro interno de 97 mm.

5. ANEXO DE TABLAS

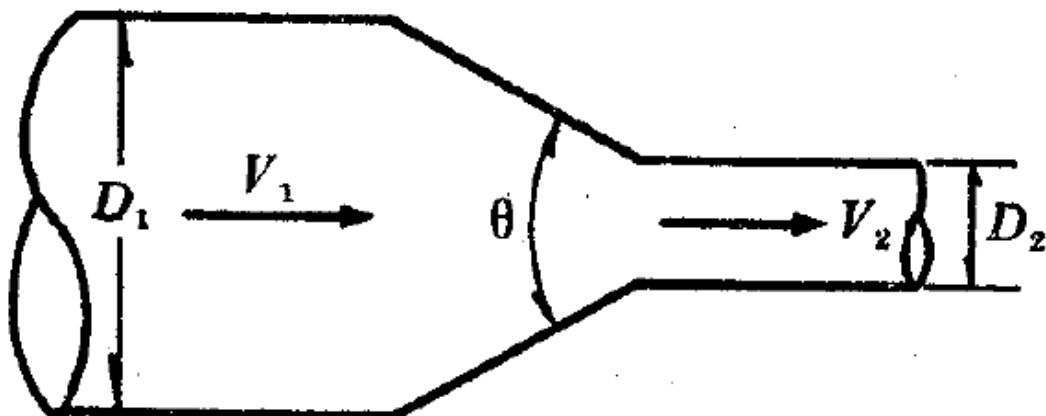
5.1 Coeficiente de pérdida (K) en entrada en función del radio de curvatura (Munson, B. R. et al., 1994)



5.2 Coeficiente de pérdida (K) para expansión suave. (Munson, B. R. et al., 1994)



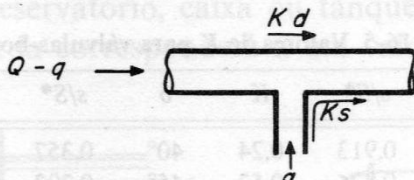
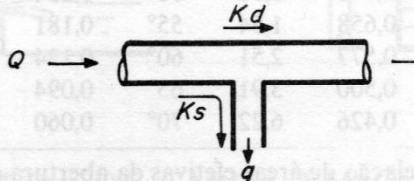
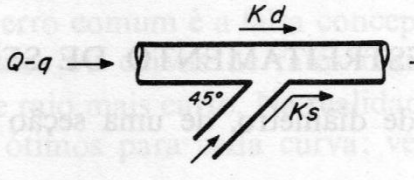
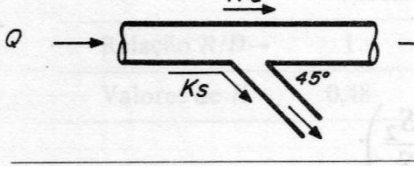
5.3 Contracción gradual. (Sotelo A., G., 1982)



5.4 Contracción de pérdida (K) para contracción gradual en función de la velocidad de salida. Conductos redondos y rectangulares. (Sotelo A., G., 1982)

θ	4° a 5°	7°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	60°	75°	80°
K	0.060 0.005	0.16	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.30	0.32	0.34	0.35

5.5 Perda de carga en tee y juntas. Manual de hidráulica, Azevedo Netto J.M.

Esquema	Relação de vazões	K_d	K_s
	$q = Q/3$	0,25	0,05
	$q = Q/2$	0,40	0,30
	$q = 2Q/3$	0,50	0,55
	$q = Q$	—	0,90
	$q = Q/3$	0,0	0,90
	$q = Q/2$	0,01	0,92
	$q = 2Q/3$	0,12	1,00
	$q = Q$	—	1,30
	$q = Q/3$	0,18	despejo
	$q = Q/2$	0,11	0,11
	$q = 2Q/3$	0,04	0,26
	$q = Q$	—	0,38
	$q = Q/3$	despejo	0,55
	$q = Q/2$	0,02	0,45
	$q = 2Q/3$	0,12	0,32
	$q = Q$	—	0,40

SISTEMAS DE INFRAESTRUCTURA

TUBOS Y ACCESORIOS DE P.V.C. PARA SISTEMAS DE ALTA PRESION

Tubo de policloruro de vinilo no plastificado (P.V.C),
para la conducción de flúidos a presión.

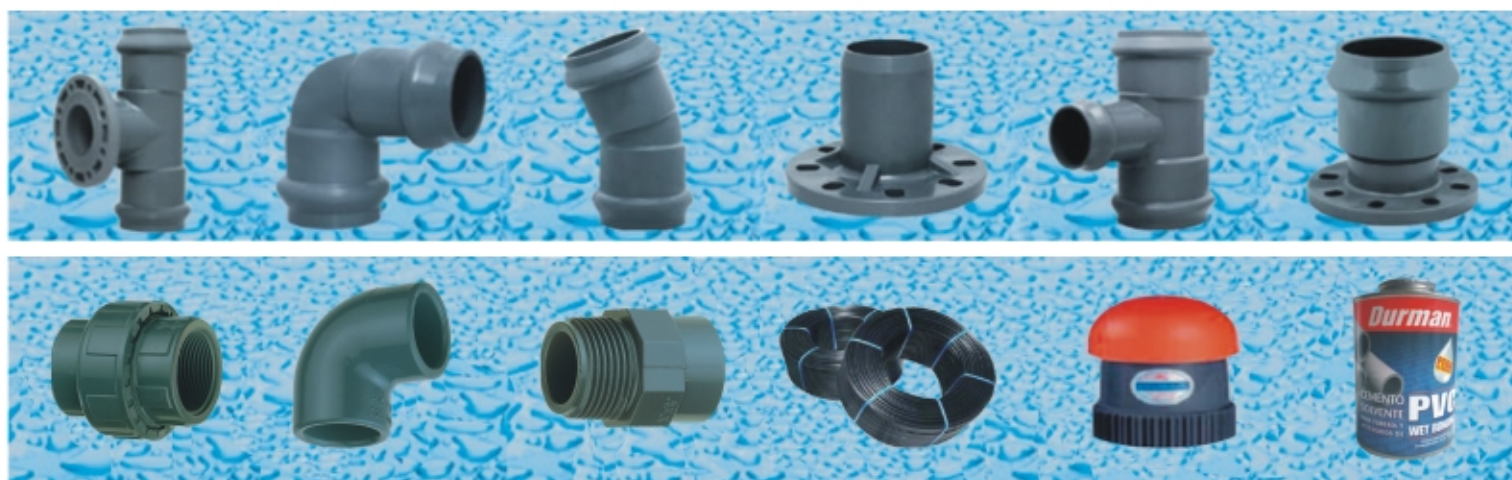
Resistentes, livianos y fáciles de instalar.

Inalterables a la agresión química del suelo y aguas corrosivas.

Los tubos de P.V.C. Nicoll son productos con calidad internacional fabricados en Uruguay
de acuerdo a normas Unit 215/86 y con el respaldo de Aliaxis Latinoamérica.



LA SOLUCIÓN PARA REDES DE INFRAESTRUCTURA Y RIEGO

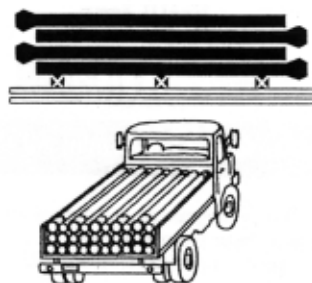


Nicoll

Recomendaciones de Instalación Junta elástica

1 - CARGAS Y TRANSPORTE

Los tubos deben apoyarse sobre listones de madera, nivelados, alternando las cabezas. Las pilas se deben atar con cuerdas de nylon o cáñamo, sin usar cables ni alambres. Para economizar espacio, se pueden introducir los tubos de diámetro chico dentro de los grandes. Durante la carga y descarga evite dejarlos caer y arrastrarlos.



2 - RECEPCIÓN Y ALMACENAMIENTO

Independientemente del control que se hace en fábrica, individualmente se deben revisar los tubos que llegan a la obra. No disponga para su uso tubos dañados.

Deben almacenarse lo más próximo posible al lugar de empleo y a la sombra, o cubriéndolos con lonas o plástico, dejando lugar para que el aire circule. No almacene los tubos al costado de la zanja.

Los accesorios y los aros de goma, deposítelos a resguardo y dentro del embalaje en que se envían.

3 - PREPARACIÓN DE LA ZANJA

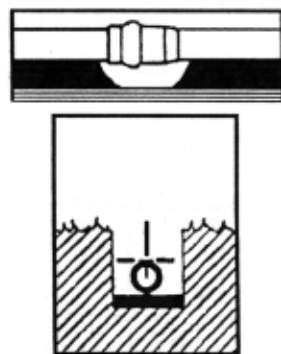
Se deben respetar las dimensiones y profundidades indicadas en el proyecto. Se recomienda que el ancho de la zanja a nivel de la clave del tubo, sea igual al diámetro del tubo + 30 cm.

Sobre el fondo de la zanja, se hará una cama de material fino y bien compactado de 10 cm. mínimo, descalzando las zonas donde se ubicarán las cabezas de los tubos.

4 - INSTALACIÓN DE LOS TUBOS EN LA ZANJA

Los tubos se bajan a la zanja normalmente, teniendo en cuenta que la generatriz inferior coincida con el eje de la zanja y las campanas se ubiquen en los nichos previamente excavados a fin de dar un apoyo continuo al caño.

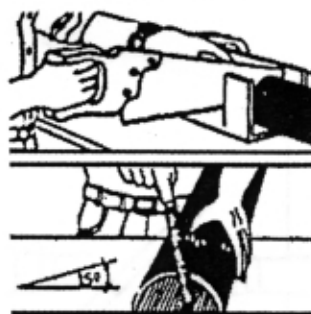
A los efectos de mantener los niveles de proyecto y el alineamiento del colector, es necesario efectuar un control continuo de éstos. Para ello es importante la nivelación previa de la cama de apoyo, para que luego, con la ayuda de un hilo, por ejemplo, sea posible controlar permanentemente el alineamiento y nivelación del colector.



5 - CORTE Y BISELADO

Cuando es necesario cortar un tubo, debe asegurarse que el corte sea a escuadra, siendo útil construir en obra un cajón guía.

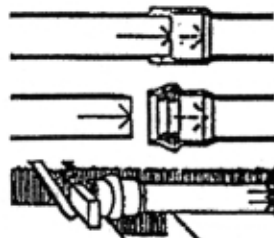
El extremo cortado debe biselarse y pulirse con escofinas.



6 - UNIÓN ELÁSTICA

Para introducir un caño dentro de otro siga las siguientes instrucciones:

- Limpiar cuidadosamente el alojamiento del aro e introducirlo asegurándose que quede en contacto con la cavidad (excepto para tubos de 500 y 630).
- Marcar sobre el extremo liso (espiga) la longitud a introducir.
- Insertar el tubo lubricándolo previamente con agua jabonosa o lubricante neutro recomendado. No utilizar grasas minerales.
- Cuando se haga palanca o se utilicen gatos colocar una madera sobre el extremo del tubo.



7 - UNIÓN DE LOS TUBOS A LOS REGISTROS O CÁMARAS

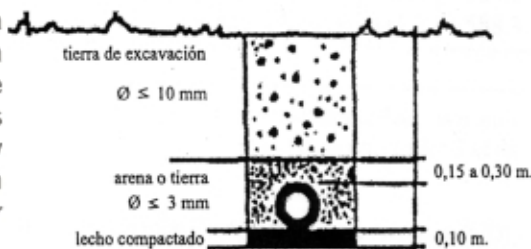
A tales efectos se dispone de un manguito arenado de PVC, con junta elástica, que se amura a la mampostería o al hormigón y permite la unión elástica entre la cámara y la tubería.

8 - CONEXIÓN DOMICILIARIA

Para ejecutar la unión entre el colector y el ramal domiciliario, cuando ambos son realizados simultáneamente, se utilizan ramales. Cuando la conexión domiciliaria es ejecutada a posteriori, se realiza mediante una pieza especial denominada empalme.

9 - RELLENO Y COMPACTACIÓN DE LA ZANJA

El relleno debe efectuarse lo más rápidamente posible después de la instalación de la tubería, con la salvedad de la zona próxima a la junta, la cual debe quedar libre hasta tanto se finalice con un buen resultado la prueba hidráulica. El relleno debe realizarse conforme a las especificaciones del proyectista y atendiendo las siguientes recomendaciones. Debe ser ejecutado en tres etapas distintas: relleno lateral, superior y final. Los propósitos básicos para los rellenos lateral superior con proporcionar un soporte firme y continuo a la tubería para mantener la pendiente, así como para permitir que el colector y el suelo trabajen en conjunto para soportar las cargas de diseño.

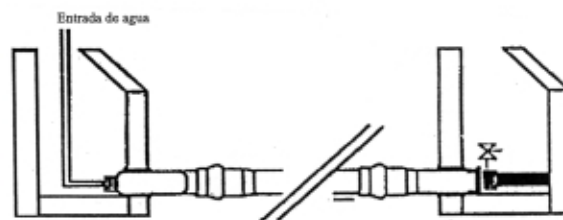


Recomendaciones de Instalación Junta elástica

10 - PRUEBA HIDRÁULICA

La prueba hidráulica se debe realizar por tramos, entendiéndose por tal, el colector que va entre dos cámaras de inspección (registros) consecutivos, así como las conexiones domiciliarias, si existieran. Antes de iniciar la prueba, los tubos deben encontrarse firmemente inmobilizados, para evitar que la presión pueda desplazarlos lateral o verticalmente. Esto se consigue con un relleno parcial de la zanja (hasta 30 cm. como mínimo por encima de la generatriz superior del tubo).

Las juntas deben quedar descubiertas para permitir la observación visual durante la prueba). El tramo de cañería a probarse deberá llenarse con agua, con un caudal suficientemente bajo (0,05 m/s), de forma de conseguir la evacuación total del aire. Los extremos de los tramos deberán estar cerrados mediante tapones apropiados, que permiten la introducción del agua la salida del aire. La presión de prueba recomendada es de 0,6 Kg/cm² en el punto más alto de la cañería.



Recomendaciones de Instalación Junta cementada



CORTE

Utilice para el corte una sierra o serrucho fino. El corte debe ser perpendicular al eje del tubo.



BISELADO - LIJADO

Retirar las rebabas producidas por la sierra.

Realizar un bisel en el extremo del tubo para facilitar la unión o enchufe.

Pulir con la tela esmeril fina las partes macho y hembra.



PEGADO

Encolar macho y hembra, sin exceso de adhesivo y en sentido longitudinal.

Introducir el macho en la hembra sin movimiento de torsión.



UNIÓN

Debe inmovilizar la pieza por 20 segundos, y dejar transcurrir 24 horas para el primer servicio.



Dimensiones



DN ext mms.	L. m.	L1 m.	L2 m.	ESPESOR DE PARED			JUNTA TIPO	
				0.4MPa	0.6MPa	1MPa	Pegada	Elástica
32	6	-	32:2	-	-	1.8	x	-
40	6	-	40:2	-	1.8	2.0	x	-
50	6	-	50:2	-	1.8	2.4	x	-
63	6	100	63:2	-	1.9	3.0	x	x
75	6	120	75:2	1.8	2.2	3.6	x	x
110	6	130	110:2	2.2	3.2	5.3	x	x
160	6	160	150:2	3.2	4.7	7.7	x	x
200	6	170	-	4.0	5.9	9.6	-	x
250	6	180	-	4.9	7.3	11.9	-	x
315	6	200	-	6.2	9.2	15.0	-	x
400	6	240	-	7.9	11.7	19.1	-	x
500	6	240	-	9.8	14.6	23.9	-	x
630	6	300	-	12.4	18.4	30.0	-	x

Características

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

Absorción de agua: 3,0 mg/cm²
Punto vicat: >77°C
Estabilidad dimensional a 150°C: <5%
Coeficiente de dilatación lineal: 0,6 – 0,8 mm/m 10°C
Conductividad térmica: 0,14Kcal/m.h. °C
Constante dieléctrica a 10³-10⁶Hz: 3-3,8

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS

Resistencia a la tracción: >40MPa a 20°C
Alargamiento a la rotura: >80% a 20°C
Módulo de elasticidad a 20°C: 3.000 Mpa
Resistencia a la flexión instantánea a 20°C: 120 Mpa
Resistencia a la presión a 20°C: mínimo 1 hora bajo una tensión de ensayo de 41,2 Mpa
Rugosidad absoluta: 7.10⁻³mm

RESISTENCIA QUÍMICA

La resistencia química del P.V.C. constituye una de sus características más apreciadas allí donde fallan los tubos de materiales tradicionales: poseen una inercia total a las aguas agresivas y a la corrosión de los suelos, de modo que no necesitan ser pintados ni cubiertos con revestimiento de protección. También son capaces de conducir soluciones salinas, ácidos, y álcalis, diluidos o concentrados.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Los tubos de P.V.C. se diseñan para una vida útil de 50 años. Este concepto está fundamentado en el comportamiento real del material, comprobado en conducciones en servicio proyectados hace más de 30 años: estos valores se extrapolan luego a 50 años, aplicándose un coeficiente de seguridad igual a 2,5.

DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE PARED

el espesor de pared de los tubos circulares de P.V.C se determina en función de las sollicitaciones de presión interna, de su diámetro exterior y de la tensión admisible característica del material, con proyección a 50 años y a temperatura constante: $e = D \frac{P}{26+P}$
donde:

e – espesor de pared (mm)

D – diámetro exterior (mm)

P – presión interna (Kgf/cm²)

6 – tensión admisible = 100 Kg/cm²

La tensión admisible de 100 Kg/cm² se obtiene considerando que la tensión de rotura del material a 20°C y extrapolada a 50 años es de 250 Kg/cm², adaptándose luego un factor de seguridad de 2,5 que contempla tanto heterogeneidades del material, como asimismo variaciones de espesor y de temperatura.

DETERMINACIÓN DEL DIÁMETRO DE TUBERÍAS

los cálculos se efectúan a partir de la fórmula de colebrook: $j = \frac{fU^2}{2g D}$
donde:

j – pérdida de carga, en metros de agua por metro lineal de conducción (m/m)

f – coeficiente de pérdida de carga

U – velocidad del fluido (m/s)

g – aceleración de la gravedad = 9,81 m/s²

D – diámetro interior de la conducción (m) el coeficiente f es función del número de Reynolds (Re):

Re = UD/v

donde: v – viscosidad cinemática del fluido (m²/s)

Los valores de este coeficiente f fueron determinados a través de ensayos, llegándose a las siguientes fórmulas prácticas:

$j_1 = 8,21 \cdot 10^{-4} \cdot D^{-4,76} \cdot Q^{1,76}$

para números de Reynolds entre

3 · 10³ y 1,5 · 10⁵

$j_2 = 8,94 \cdot 10^{-4} \cdot D^{-4,80} \cdot Q^{1,80}$

para número Reynolds entre 1,5 · 10⁵ y 10⁶

En estas fórmulas prácticas, Q representa el caudal en la conducción, en m³/S estas fórmulas han sido utilizadas en la confección de ábaco en página siguiente.

DETERMINACIÓN DEL DIÁMETRO DE UNA TUBERÍA

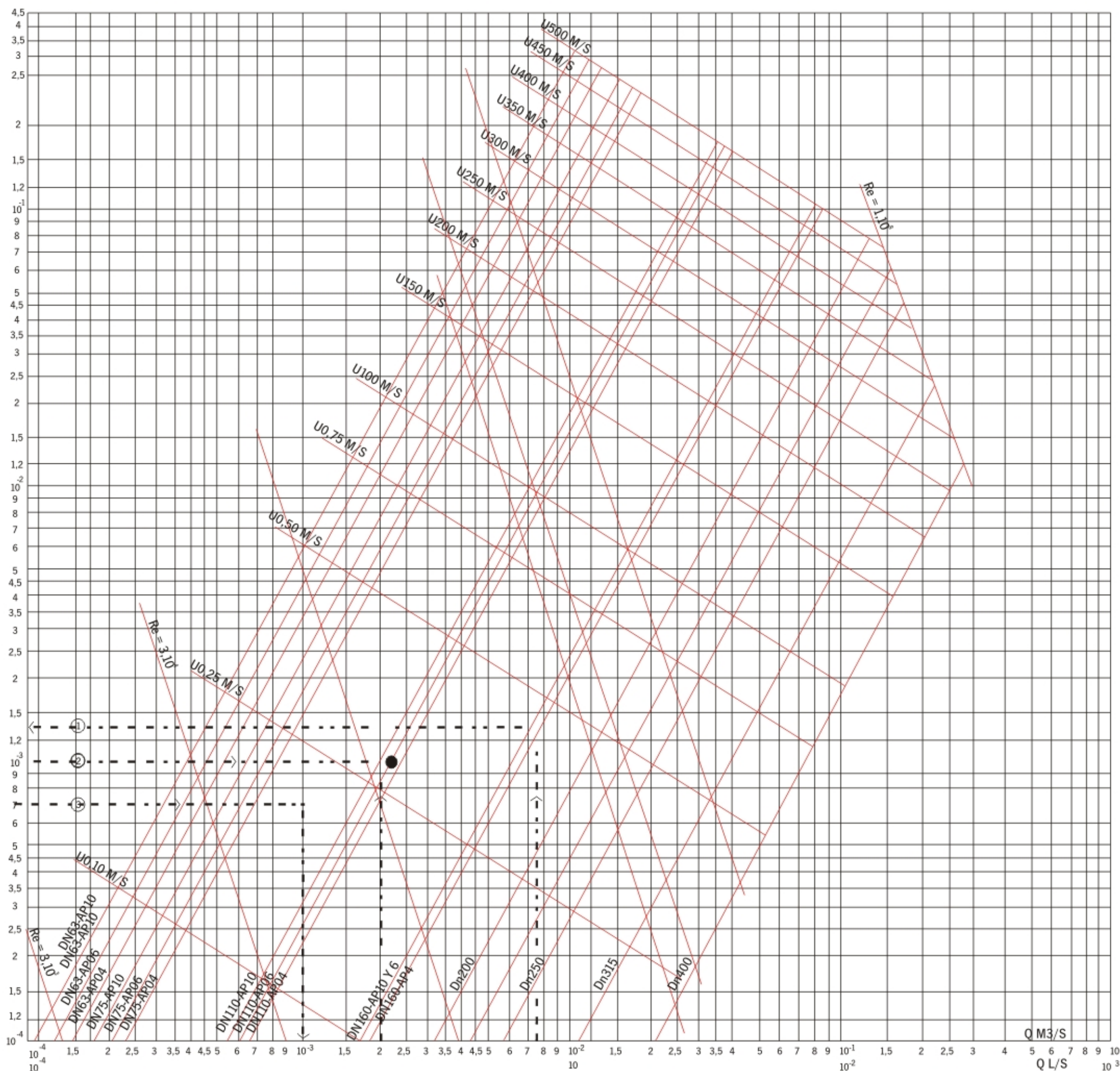
Para un caudal dado Q₀ y una pérdida de carga admisible j₀, se traza la horizontal correspondiente a Q₀. El diámetro DN a elegir es el de la línea de diámetro ubicada inmediatamente a la derecha del punto de intersección con la presión máxima de servicio considerada.

DETERMINACIÓN DEL CAUDAL POSIBLE

Para una pérdida de carga elegida j₀ y un diámetro de tubo DN₀, a partir del valor de la pérdida de carga j₀ sobre el eje correspondiente, se procede a trazar una horizontal. En el punto de encuentro de esta horizontal con la recta correspondiente al diámetro DN₀ de la tubería se traza una vertical que corta el eje de caudales en el valor correspondiente al caudal posible.

DETERMINACIÓN DE LA PÉRDIDA DE CARGA

para un diámetro de tubería DN₀ y un caudal Q₀ dados, a partir de la escala de caudales, se traza una vertical que pase por el caudal Q₀. Del punto de intersección de esta vertical con la recta correspondiente al diámetro del tubo DN₀, se traza una horizontal que corta el eje de pérdida de carga j en el valor buscado en este caso, o sea j₀.



Tubo AP 10 Junta Elástica



63 X 3,0
75 X 3,6
110 X 5,3
160 X 7,7
200 X 9,6
250 X 12
315 X 15,0
400 X 19,1

Tubo AP 6 Junta Elástica

63 X 1,9
75 X 2,2
110 X 3,2
160 X 4,7
200 X 5,9
250 X 7,3
315 X 9,2
400 X 11,7

Tubo AP 4 Junta Elástica

75 X 1,8
110 X 2,2
160 X 3,2
200 X 4,0
250 X 4,9
315 X 6,2
400 X 7,9

Manguito deslizante



63
75
110
110
160
200
250
315

Curva AP 10 1/4 90°



63
75
75
110
160
200
250
315
400

Aro Bilabial



63
75
110
160
200
250
315
400

Curva AP 10 1/8 45°



63
75
110
160
200
250
315
400

Curva AP 10 1/16 22°30'



63
75
110
160
200
250
315
400

Adaptador brida Enchufe



63
75
110
110
160
200
250
315

Te para Hidrante



63
75
110
160
315x100
315x150

Te junta Elástica PVC



63
63
75
110
160
200
250
315

Reducción Campana



75x63
110x75
110x63
160x110
200x110
200x160

Tee Reducida



75x63
110x75
110x63
160x75
160x110
200x110
200x160

Manguito deslizante inyectado



63
75
110
160
200
250
315

Codo HH 90°



63
75
110
160
200
250
315

Codo HH 45°



63
75
110
160
200
250
315

Codo HH 22,5°



63
75
110
160
200
250
315

Llave de paso Brida



63
80
100
200
250

Llave de paso Enchufe



63
75
110
160
200
250
315
400

Hidrante NCL



63

Tubo AP 10 Junta Cementar



32 X 1,6
40 X 2,2
50 X 2,4
63 X 3,0
75 X 3,6
90 X 4,3
110 X 5,3
160 X 7,7

Tubo AP 6 Junta Cementar

40 X 1,8
50 X 1,8
63 X 1,9
75 X 2,2
90 X 2,7
110 X 3,2
160 X 4,7

Tubo AP 4 Junta Cementar

75 X 1,8
90 X 1,8
110 X 2,2
160 X 3,2

Adhesivo Wet Bonding



1/6 Galón
1/8 Galón

Codo 90°



32
50
63
75
110
160

Codo 45°



63
75
110
160
200
250
315
400

Te



25
32
40
50
63
75
110

Unión Doble



50
63

Cupla



32
50
63
75
90
110
160

Adaptador a Rosca M



25X3/4"
25X3/5X1"
40X1 1/4"
40X1 1/2"
50X1 1/2"
63X75X2"
75X90X2"
90X110X3"

Te Reducción



75x63
60x75

Válvula Esférica



20
25
32
40
50
63
75
110

Brida Fija



75
110

Buje Reducción



50x40

Tapa



32
63
75
110
160

Cupla Reducción



50x40
63x50
75x63
90x75
110x75
110x90

Válvula Aire Doble Efecto



1"
2"

Válvula Aire Triple Efecto



1"
2"
3"

Filtro Anilla



130M
BSP 3/4"
BSP 1"
BBB 2"
BBB 3"

Filtro Malla



130M BSP

Válvula Hidráulica



1" 75M
1 1/2" 75M
2" 75M

Kit Regulador de Presión



Valv.75 - 1"
Valv.75 - 1 1/2"

Kit Alivio Presión



Valv.75 - 1"
75 - 1 1/2"-3"

Manguera Goteo Vardit



16(0.9)-3.5-1.00
16(0.9)-1.6-0.30

Gotero Botón Autocompensante



ADO 8.8l/h
ADO 4.4l/h
ADO 2.2l/h

Manguera Ciega



RIEGO GOTEIO 16/2.5

Manguera de Goteo



LIN 16 (0,15mm) 16-1.2-0.33
LIN 16 (0,20mm) 16-1.2-0.20
LIN 16 (0,20mm) 16-1.2-0.33
LIN 16 (0,40mm) 16-1.2-0.20
LIN 16 (0,40mm) 16-1.2-0.33

Inicial para Lin



Sello Goma para Inicial



Inicial para Manguera Ciega



Inicial Manguera Ciega Pe10 A LIN16



Inicial para LIN Roscado a LIN16



Inicial Manguera Ciega Roscado



Unión LIN



Unión Manguera Ciega



Válvula Aire Doble Efecto



3"

Válvula Aire Triple Efecto



3"

Junta Elástica Integral (JEI) Vs. Junta Convencional

SISTEMA JEI

- ➔ Aro integrado a la campana.
- ➔ Aro pre instalado en fábrica.
 - Previene errores en obra
 - Menos trabajo en obra
- ➔ Herramental de producción simple.
 - Menor costo de adquisición
 - Menor mantenimiento.
- ➔ Colocación automática de los aros en las campanas, en fábrica.
- ➔ Elimina la posibilidad de escape en el montaje.
- ➔ La precompresión no permite contaminación entre el aro y la campana.

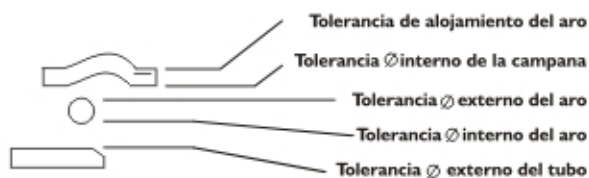


JEI= 2 TOLERANCIAS



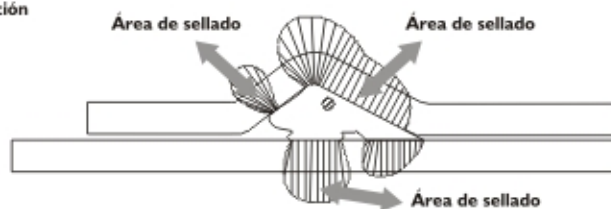
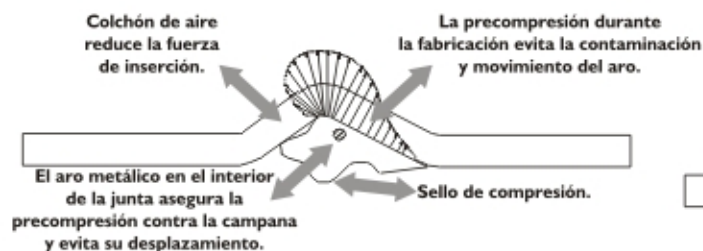
JUNTA CONVENCIONAL

- ➔ Campana y aro separados.
- ➔ Posibilidad de error en la instalación.
- ➔ Herramental de producción complejo:
 - Alto costo de adquisición
 - Mayor mantenimiento
- ➔ Colocación manual de los aros en las campanas.
- ➔ Alta probabilidad de que el aro se escape en el montaje.
- ➔ Alta probabilidad de contaminación entre el aro y la campana.



JUNTA CONVENCIONAL= 5 TOLERANCIAS

Principales Funciones Del Sistema Jei



Ventajas Para El Instalador

- ➔ Aumento de la productividad / sin reprocesos.
- ➔ El aro ya instalado, "anclado" en la campana, evita la contaminación de las áreas de sellado y pérdidas.
- ➔ El aro pre instalado, previene el uso de anillos incorrectos.
- ➔ Previene el desplazamiento del aro durante la instalación (elimina o reprocesos - "cero Pérdidas").
- ➔ Menor fuerza de inserción.
- ➔ Aunque los tubos no estén perfectamente alineados, el anillo no se desplazará.
- ➔ Mayor velocidad de colocación (m/día) – PRODUCTIVIDAD.
- ➔ Menor costo total(tubería instalada)

Ventajas Para El Usuario Final

- ➔ Aumento de la confiabilidad del sistema.
- ➔ Un único producto (tubo + junta).
- ➔ Un único proveedor.
- ➔ Un único responsable del sistema.
- ➔ Óptimo desempeño tanto en presiones positivas como negativas.
- ➔ No hay riesgo de que aro se desplace de la campana después de la instalación.
- ➔ Responsabilidad del fabricante del tubo por la calidad del aro de goma.

Nicoll Uruguay se reserva el derecho a variar las especificaciones indicadas en el presente folleto sin previo aviso.

LINEA SANEAMIENTO



Nicoll

TUBOS Y ACCESORIOS DE P.V.C.



Los tubos de policloruro de vinilo no plastificado (PVC) ofrecen una excelente solución técnica y económica para las redes de saneamiento. Son resistentes, livianos, fáciles de instalar e inalterables a la reacción química del suelo y de aguas corrosivas.

Poseen el coeficiente de escurrimiento más favorable de todos los materiales, además de presentar las enormes ventajas de mantenerse inalterable en el tiempo y asegurando así a través de los años, la permanencia del caudal original.

Los tubos de saneamiento Nicoll son productos de calidad Nicoll Uruguay S.A. fabricados de acuerdo a la norma UNIT - ISO 4435 y con asesoramiento técnico personalizado.

La línea de saneamiento Nicoll se complementa con accesorios inyectados monoblock de REDI spa, Italia, otra empresa perteneciente a Aliaxis, líder mundial en la fabricación y venta de tuberías de plástico.

Nicoll

RECOMENDACIONES DE INSTALACION

1 - Cargas y Transporte

Los tubos deben apoyarse sobre listones de madera, nivelados, alternando las cabezas.

Las pilas se deben atar con cuerdas de nylon o cáñamo, sin usar cables ni alambres.

Para economizar espacio, se pueden introducir los tubos de diámetro chico dentro de los grandes.

Durante la carga y descarga evite dejarlos caer y arrastrarlos.



2 - Recepción y Almacenamiento

Independientemente del control que se hace en fábrica, individualmente se deben revisar los tubos que llegan a la obra.

No disponga para su uso tubos dañados.

Deben almacenarse lo más próximo posible al lugar de empleo y a la sombra, o cubriéndolos con lonas o plástico, dejando lugar para que el aire circule.

No almacene los tubos al costado de la zanja.

Los accesorios y los aros de goma, dépositelos a resguardo y dentro del embalaje en que se envían.

3 - Preparación de la Zanja

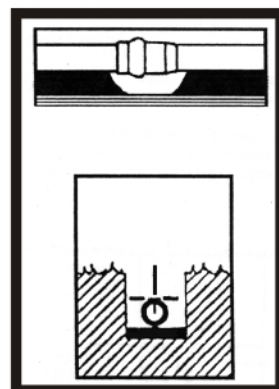
Se deben respetar las dimensiones y profundidades indicadas en el proyecto. Se recomienda que el ancho de la zanja a nivel de la clave del tubo, sea igual al diámetro del tubo + 30 cm.

Sobre el fondo de la zanja, se hará una cama de material fino y bien compactado de 10 cm. mínimo, descalzando las zonas donde se ubicarán las cabezas de los tubos.

4 - Instalación de los Tubos en la Zanja

Los tubos se bajan a la zanja normalmente, teniendo en cuenta que la generatriz inferior coincida con el eje de la zanja y las campanas se ubiquen en los nichos previamente excavados a fin de dar un apoyo continuo al caño.

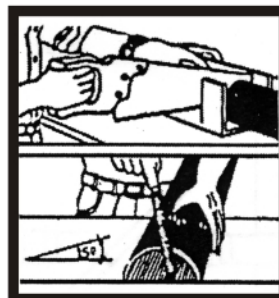
A los efectos de mantener los niveles de proyecto y el alineamiento del colector, es necesario efectuar un control continuo de éstos. Para ello es importante la nivelación previa de la cama de apoyo, para que luego, con la ayuda de un hilo, por ejemplo, sea posible controlar permanentemente el alineamiento y nivelación del colector.



5 - Corte y Biselado

Cuando es necesario cortar un tubo, debe asegurarse que el corte sea a escuadra, siendo útil construir en obra un cajón guía.

El extremo cortado debe biselarse y pulirse con escofinas.

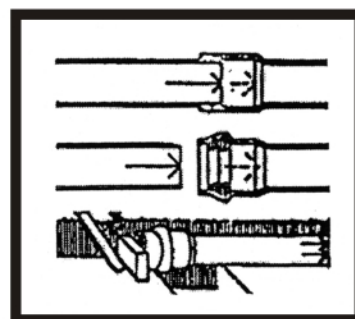


LINEA SANEAMIENTO

6 - Unión Elástica

Para introducir un caño dentro de otro siga las siguientes instrucciones:

- Limpiar cuidadosamente el alojamiento del aro e introducirlo asegurándose que quede en contacto con la cavidad (excepto para tubos de 500 y 630).
- Marcar sobre el extremo liso (espiga) la longitud a introducir.
- Insertar el tubo lubricándolo previamente con agua jabonosa o lubricante neutro recomendado. No utilizar grasas minerales.
- Cuando se haga palanca o se utilicen gatos colocar una madera sobre el extremo del tubo.



7 - Unión de los Tubos a los Registros o Cámaras

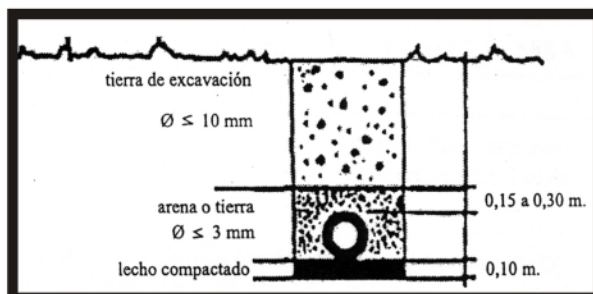
A tales efectos se dispone de un manguito arenado de PVC, con junta elástica, que se amura a la mampostería o al hormigón y permite la unión elástica entre la cámara y la tubería.

8 - Conexión Domiciliaria

Para ejecutar la unión entre el colector y el ramal domiciliario, cuando ambos son realizados simultáneamente, se utilizan ramales. Cuando la conexión domiciliaria es ejecutada a posteriori, se realiza mediante una pieza especial denominada empalme. (Ver contratapa del catálogo accesorios REDI).

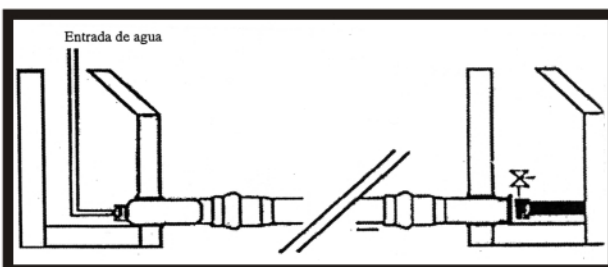
9 - Relleno y Compactación de la Zanja

El relleno debe efectuarse lo más rápidamente posible después de la instalación de la tubería, con la salvedad de la zona próxima a la junta, la cual debe quedar libre hasta tanto se finalice con un buen resultado la prueba hidráulica. El relleno debe realizarse conforme a las especificaciones del proyectista y atendiendo las siguientes recomendaciones. Debe ser ejecutado en tres etapas distintas: relleno lateral, superior y final. Los propósitos básicos para los rellenos lateral superior con proporcionar un soporte firme y continuo a la tubería para mantener la pendiente, así como para permitir que el colector y el suelo trabajen en conjunto para soportar las cargas de diseño.



10 - Prueba Hidráulica

La prueba hidráulica se debe realizar por tramos, entendiendo por tal, el colector que va entre dos cámaras de inspección (registros) consecutivos, así como las conexiones domiciliarias, si existieran. Antes de iniciar la prueba, los tubos deben encontrarse firmemente inmobilizados, para evitar que la presión pueda desplazarlos lateral o verticalmente. Esto se consigue con un relleno parcial de la zanja (hasta 30 cm. como mínimo por encima de la generatriz superior del tubo). Las juntas deben quedar descubiertas para permitir la observación visual durante la prueba). El tramo de cañería a probarse deberá llenarse con agua, con un caudal suficientemente bajo (0,05 m/s), de forma de conseguir la evacuación total del aire. Los extremos de los tramos deberán estar cerrados mediante tapones apropiados, que permiten la introducción del agua la salida del aire. La presión de prueba recomendada es de 0,6 Kg/cm² en el punto más alto de la cañería.



LINEA SANEAMIENTO

Características Técnicas

Peso Específico	1.42 gr/cm ³
Coefficiente de Fricción	n=0.009 Manning
Coefficiente de Dilatación	0.6 - 0.8 mm/m/10°
Módulo de Elasticidad	30,000 Kg/cm ²
Resistencia a la Tracción	560 Kg/cm ²

Resistencia a Ácidos	Excelente
Resistencia a Alkalís	Excelente
Resistencia a H ₂ SO ₄	Excelente
Inflamabilidad	Auto Extinguible
Absorción de Agua	4 mg/cm ²

Los tubos de PVC se diseñan para una vida útil de 50 años. Este concepto se basa en el comportamiento real de las tuberías y que fue comprobando en redes proyectadas hace más de 35 años y que aún están en servicio. Estos valores se extrapolan luego a 50 años, aplicándose un coeficiente de seguridad igual a 2,5.

Diseño Hidráulico

La fórmula más difundida en nuestro medio, para el cálculo hidráulico de tuberías e alcantarillado, es la de Manning. La misma proporciona resultados de alta confiabilidad y aproximación, para el cálculo de colectores.

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} I^{1/2}$$

Q: caudal en m³/s
v: velocidad en m/s
R: radio hidráulico (área hidráulica/perímetro/Mojado) en m.
I: pendiente en m/m.
A: área hidráulica en m²
n: coeficiente de rugosidad de Manning (para Tubos de PVC n=0,009)

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

Determinación del Caudal y Velocidad Posible

La fórmula para el tubo funcionando a sección llena es la siguiente:

$$Q = 34,63 D^{8/3} I^{1/2}$$

Q: caudal en m³/s - D: diámetro interior en m. - I: pendiente en m/m.

Cuadro 1

Caudal máximo transportable en lt./seg., a sección llena.

TUBOS DE SANEAMIENTO SERIE 20

DIAMETROS

D exterior	110	160	200	250	315	400	500	630
Espesor	3	4	4.9	6.2	7.7	9.8	12.3	15.4
D interior	104	152	190.2	237.6	299.6	380.4	475.4	599.2

PENDIENTE I

0.5	5.86	16.11	29.30	53.03	98.41	186.03	337.10	624.88
1.0	8.28	22.79	41.43	75.00	139.18	263.08	476.73	883.71
1.5	10.15	27.91	50.74	91.85	170.45	322.21	583.88	1082.32
2.0	11.71	32.23	58.60	106.06	196.82	372.06	674.20	1249.76
2.5	13.10	36.03	65.51	118.58	220.06	415.97	753.78	1397.27
3.0	14.35	39.47	71.76	129.90	241.06	455.67	825.73	1530.63
3.5	15.50	42.63	77.51	140.31	260.37	492.18	891.89	1653.27
4.0	16.57	45.58	82.87	149.99	278.35	526.17	953.47	1767.42
4.5	17.57	48.34	87.89	159.09	295.24	558.08	1011.31	1874.64
5.0	18.52	50.96	92.65	167.70	311.21	588.27	1066.01	1976.04

Para el funcionamiento a sección parcialmente llena, la expresión es más compleja, por lo cual con la ayuda del cuadro 2 se da una metodología simplificada. Para una determinada relación tirante de agua diámetro (h/D), del cuadro se obtiene, un coeficiente K₁ que permite calcular el cociente entre el caudal y la raíz cuadrada de la pendiente y un coeficiente K₂ que permite calcular el cociente entre la velocidad y la raíz cuadrada de la pendiente.

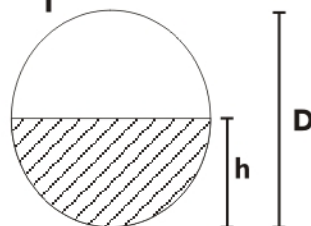
$$\frac{Q}{I^{1/2}} = K_1 \Rightarrow Q = K_1 I^{1/2}$$

$$Q - m^3/s$$

$$v - m/s$$

$$I - m/m$$

$$\frac{v}{I^{1/2}} = K_2 \Rightarrow v = K_2 I^{1/2}$$



D: Diámetro
h: Tirante de Agua

Nicoll

LINEA SANEAMIENTO

Cuadro 2

Caudal en m³/seg. y velocidad en m/seg., a sección parcialmente llena

D exterior Espesor D interior			110 3 104		160 4 152		200 4.9 190.2		250 6.2 237.6		315 7.7 299.6		400 9.8 380.4	
H/D	Q/QLL	v/vLL	Q/Vi (K1)	V/Vi (K2)	Q/Vi (K1)	V/Vi (K2)	Q/Vi (K1)	V/Vi (K2)	Q/Vi (K1)	V/Vi (K2)	Q/Vi (K1)	V/Vi (K2)	Q/Vi (K1)	V/Vi (K2)
0	0	0.000	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0.00000	0.00
0.05	0.0048	0.256892593	0.00040	2.50	0.00109	3.23	0.00199	3.75	0.00360	4.35	0.00668	5.07	0.01263	5.95
0.1	0.02088	0.401156902	0.00173	3.91	0.00476	5.04	0.00865	5.85	0.01566	6.79	0.02906	7.92	0.05493	9.29
0.15	0.04861	0.516789747	0.00403	5.04	0.01108	6.49	0.02014	7.54	0.03646	8.74	0.06765	10.20	0.12788	11.96
0.2	0.08757	0.615060009	0.00725	6.00	0.01996	7.72	0.03628	8.97	0.06568	10.40	0.12188	12.14	0.23039	14.24
0.25	0.13698	0.700670211	0.01135	6.83	0.03122	8.80	0.05676	10.22	0.10273	11.85	0.19065	13.83	0.36038	16.22
0.3	0.19583	0.776135294	0.01622	7.57	0.04463	9.75	0.08114	11.32	0.14687	13.13	0.27255	15.32	0.51520	17.97
0.35	0.26294	0.842975205	0.02178	8.22	0.05992	10.59	0.10894	12.29	0.19720	14.26	0.36595	16.64	0.69175	19.51
0.4	0.33699	0.902170458	0.02791	8.80	0.07679	11.33	0.13962	13.16	0.25273	15.26	0.46900	17.81	0.88656	20.88
0.45	0.41653	0.954370612	0.03450	9.31	0.09492	11.99	0.17258	13.92	0.31238	16.14	0.57971	18.84	1.09582	22.09
0.5	0.5	1	0.04142	9.75	0.11394	12.56	0.20716	14.58	0.37498	16.91	0.69588	19.74	1.31542	23.15
0.55	0.58571	1.03931326	0.04852	10.13	0.13347	13.05	0.24268	15.16	0.43926	17.58	0.81517	20.52	1.54091	24.06
0.6	0.67184	1.072422053	0.05565	10.46	0.15310	13.47	0.27836	15.64	0.50386	18.14	0.93504	21.17	1.76750	24.82
0.65	0.75641	1.099301157	0.06266	10.72	0.17237	13.81	0.31340	16.03	0.56728	18.59	1.05274	21.70	1.98998	25.45
0.7	0.83724	1.119774425	0.06935	10.92	0.19079	14.06	0.34689	16.33	0.62790	18.94	1.16523	22.11	2.20263	25.92
0.75	0.91188	1.133472895	0.07553	11.05	0.20780	14.23	0.37782	16.53	0.68388	19.17	1.26911	22.38	2.39900	26.24
0.8	0.97746	1.139741566	0.08097	11.11	0.22274	14.31	0.40499	16.62	0.73307	19.28	1.36039	22.50	2.57155	26.38
0.85	1.03044	1.137427042	0.08536	11.09	0.23481	14.28	0.42694	16.59	0.77280	19.24	1.43412	22.45	2.71091	26.33
0.9	1.06579	1.124311008	0.08828	10.96	0.24287	14.12	0.44159	16.40	0.79931	19.02	1.48333	22.20	2.80393	26.03
0.95	1.07451	1.094983108	0.08901	10.68	0.24486	13.75	0.44520	15.97	0.80585	18.52	1.49546	21.62	2.82687	25.35
1	1	0.999998441	0.08283	9.75	0.22788	12.56	0.41433	14.58	0.74997	16.91	1.39175	19.74	2.63083	23.15

D exterior Espesor D interior			500 12.3 475.4		630 15.4 599.2	
H/D	Q/QLL	v/vLL	Q/Vi (K1)	V/Vi (K2)	Q/Vi (K1)	V/Vi (K2)
0	0	0.000	0.00000	0.00	0.00000	0.00
0.05	0.0048	0.256892593	0.02289	6.90	0.04244	8.05
0.1	0.02088	0.401156902	0.09953	10.77	0.18450	12.57
0.15	0.04861	0.516789747	0.23174	13.88	0.42957	16.20
0.2	0.08757	0.615060009	0.41748	16.52	0.77388	19.27
0.25	0.13698	0.700670211	0.65304	18.82	1.21052	21.96
0.3	0.19583	0.776135294	0.93359	20.85	1.73058	24.32
0.35	0.26294	0.842975205	1.25352	22.64	2.32362	26.42
0.4	0.33699	0.902170458	1.60653	24.23	2.97799	28.27
0.45	0.41653	0.954370612	1.98574	25.63	3.68091	29.91
0.5	0.5	1	2.38367	26.86	4.41855	31.34
0.55	0.58571	1.03931326	2.79228	27.91	5.17598	32.57
0.6	0.67184	1.072422053	3.20289	28.80	5.93712	33.61
0.65	0.75641	1.099301157	3.60605	29.52	6.68445	34.45
0.7	0.83724	1.119774425	3.99139	30.07	7.39875	35.09
0.75	0.91188	1.133472895	4.34723	30.44	8.05835	35.52
0.8	0.97746	1.139741566	4.65992	30.61	8.63797	35.72
0.85	1.03044	1.137427042	4.91246	30.55	9.10610	35.65
0.9	1.06579	1.124311008	5.08102	30.20	9.41855	35.23
0.95	1.07451	1.094983108	5.12257	29.41	9.49559	34.31
1	1	0.999998441	4.76733	26.86	8.83708	31.34

Ejemplo de Cálculo

Datos: tubería Ø mm. = 200 mm.
pte. l = 1% = 1/100 = 0,01 m/m
H/D = 0,75

Para calcular el caudal (Q),
se ingresa al cuadro 2 con los
dos datos anteriores (Ø y h/D) obteniendo K₁
K₁ = 0,37782 para Ø = 200 h/D = 0,75

$$\frac{Q}{\sqrt{0,01}} = 0,37782 \Rightarrow Q = 0,37782 \sqrt{0,01} = 0,03778 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 37,78 \text{ lts/s}$$

Para calcular la velocidad (v)
se obtiene K₂ del cuadro 2

$$K_2 = 16,53$$

$$\frac{v}{\sqrt{0,01}} = 16,53 \Rightarrow v = 16,53 \cdot 0,01 = 1,65 \text{ m/s}$$

$$V = 1,65 \text{ m/s}$$

LINEA SANEAMIENTO

Diseño Estructural

Las tuberías flexibles luego de instaladas están sometidas a un régimen de cargas que afectan su comportamiento mecánico de acuerdo a: las propiedades físicas del tubo, las dimensiones de la zanja, el tipo de subsuelo y el método de instalación. Las cargas son debidas al peso del prisma de terreno sobre el tubo y las cargas de tránsito. La acción de las cargas produce una deformación de la sección del tubo, de manera que el diámetro horizontal pasa a ser mayor que el diámetro vertical. La deformación máxima admitida es de 5%.

Tapadas Recomendadas

En el cuadro 3 se indica la deformación porcentual, para distintos terrenos en función de la tapada en mts.

Cuadro 3

Clasificación ASTM del relleno		Densidad Proctor	E' k Pa	Serie	TAPADA												
					0.3	0.6	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15
Manufacturado granular, angular	CLASE 1	90%	20700	25	n/r	0.5	0.4	0.4	0.4	0.6	0.7	0.9	1	1.2	1.3	1.5	2.2
		90%		20	n/r	0.5	0.3	0.4	0.4	0.6	0.7	0.9	1	1.2	1.3	1.5	2.2
		90%		16.7	0.7	0.5	0.3	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1	1.1	1.2	1.4	2
Arena limpia y grava	CLASE 2	90%	13000	25	n/r	0.7	0.5	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.5	1.8	2	2.2	3.3
		90%		20	n/r	0.7	0.5	0.5	0.6	0.9	1.1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.2	3.2
		90%		16.7	1	0.7	0.5	0.5	0.6	0.8	1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.1	3.1
		80%	7000	25	n/r	1.5	1	1.1	1.3	1.7	2.2	2.6	3	3.5	3.9	4.3	6.5
		80%		20	n/r	1.4	1	1	1.3	1.7	2.1	2.5	2.9	3.4	3.8	4.2	6.3
		80%		16.7	2	1.3	0.9	1	1.2	1.6	2	2.4	2.8	3.2	3.5	3.9	5.9
Arena y grava con finos	CLASE 3	90%	7000	25	n/r	1.5	1	1.1	1.3	1.7	2.2	2.6	3	3.5	3.9	4.3	6.5
		90%		20	n/r	1.4	1	1	1.3	1.7	2.1	2.5	2.9	3.4	3.8	4.2	6.3
		90%		16.7	2	0.7	0.9	1	1.2	1.6	2	2.4	2.8	3.2	3.5	3.9	5.9
		85%	3500	25	n/r	n/r	2	2.1	2.5	3.3	4.2	5	5.9	6.7	7.5	8.4	12.6
		85%		20	n/r	n/r	1.9	2	2.4	3.1	3.9	4.7	5.5	6.3	7.1	7.9	11.8
		85%		16.7	n/r	2.4	1.7	1.7	2.1	2.8	3.5	4.2	4.9	5.6	6.3	7	10.5
Arcilloso	CLASE 4	85%	2760	25	n/r	n/r	2.4	2.6	3.1	4.1	5.2	6.2	7.2	8.3	9.3	10.3	15.5
		85%		20	n/r	n/r	2.3	2.4	2.9	3.8	4.8	5.7	6.7	7.7	8.6	9.6	14.4
		85%		16.7	n/r	2.8	2	2.1	2.5	3.3	4.1	5	5.8	6.7	7.5	8.3	12.4

Se incluyen el efecto de carga de terreno y carga de tránsito. La deflexión recomendable es no superior a 7,5%. Estas recomendaciones, se pueden modificar a juicio del proyectista, con un diseño acorde de conjunto tubo - zanja.

Dimensiones y Códigos

Tubos Serie 25

D	e	l	Código
(mm)	(mm)	(m)	
160	3,2	6	320010
200	3,9	6	320012
250	4,9	6	320014
315	6,2	6	320023
400	7,8	6	320026
500	9,8	6	320050
630	12,3	6	320057

Tubos Serie 20

D	e	l	Código
(mm)	(mm)	(m)	
110	3	6	320007
160	4	6	320011
200	4,9	6	320013
250	6,2	6	320015
315	7,7	6	320024
400	9,8	6	320027
500	12,3	6	320052
630	15,4	6	320055

Tubos Serie 16.7

D	e	l	Código
(mm)	(mm)	(m)	
110	3,2	6	320017
160	4,7	6	320020
200	5,9	6	320021
250	7,3	6	320022
315	9,2	6	320025
400	11,7	6	320028

TUBOS DE SANEAMIENTO NICOLL
CON MARCA DE CONFORMIDAD



NORMA UNIT - ISO 4435

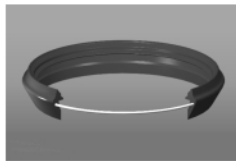
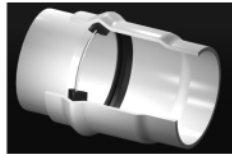
Junta elástica toroidal
Junta elástica integral

Nicoll

Junta Elástica Integral (Jei) vs. Junta Convencional

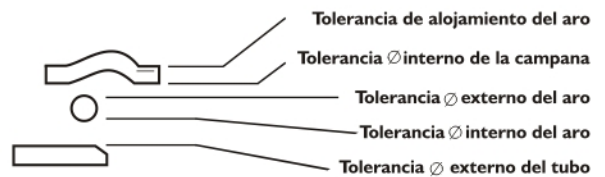
Sistema jei

- ➔ Aro integrado a la campana.
- ➔ Aro pre instalado en fábrica.
 - Previene errores en obra
 - Menos trabajo en obra
- ➔ Herramental de producción simple.
 - Menor costo de adquisición
 - Menor mantenimiento.
- ➔ Colocación automática de los aros en las campanas, en fábrica.
- ➔ Elimina la posibilidad de escape en el montaje.
- ➔ La pre compresión no permite contaminación entre el aro y la campana.

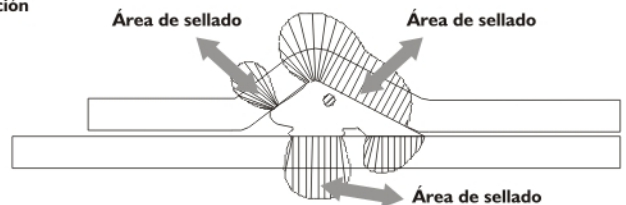
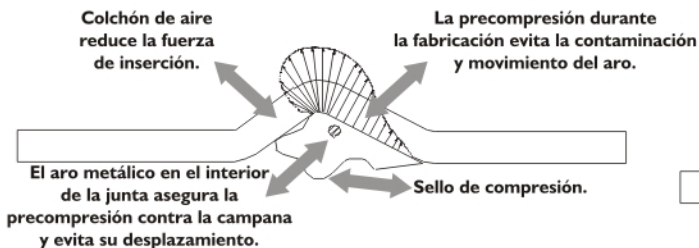


Junta convencional

- ➔ Campana y aro separados.
- ➔ Posibilidad de error en la instalación.
- ➔ Herramental de producción complejo:
 - Alto costo de adquisición
 - Mayor mantenimiento
- ➔ Colocación manual de los aros en las campanas.
- ➔ Alta probabilidad de que el aro se escape en el montaje.
- ➔ Alta probabilidad de contaminación entre el aro y la campana.



Principales funciones del sistema Jei



Ventajas para el instalador

- ➔ Aumento de la productividad / sin reprocesos.
- ➔ El aro ya instalado, "anclado" en la campana, evita la contaminación de las áreas de sellado y pérdidas.
- ➔ El aro pre instalado, previene el uso de anillos incorrectos.
- ➔ Previene el desplazamiento del aro durante la instalación (elimina o reprocesos - "cero Pérdidas").
- ➔ Menor fuerza de inserción.
- ➔ Aunque los tubos no estén perfectamente alineados, el anillo no se desplazará.
- ➔ Mayor velocidad de colocación (m/día) – PRODUCTIVIDAD.
- ➔ Menor costo total(tubería instalada)

Ventajas para el usuario final

- ➔ Aumento de la confiabilidad del sistema.
- ➔ Un único producto (tubo + junta).
- ➔ Un único proveedor.
- ➔ Un único responsable del sistema.
- ➔ Óptimo desempeño tanto en presiones positivas como negativas.
- ➔ No hay riesgo de que aro se desplace de la campana después de la instalación.
- ➔ Responsabilidad del fabricante del tubo por la calidad del aro de goma.

SIFON DESCONECTOR



110

Ø en mm

ACCESORIOS DE SANEAMIENTO

REDI

CON MARCA DE CONFORMIDAD
NORMA EN-1401

SIFON DESCONECTOR



160

Ø en mm

CODOS MH 45°, 67°30', 87°



110
160
200
250
315
400
500

Ø en mm

CODOS HH 45°, 87°



110
160
200
250
315

Ø en mm

RAMAL MH 87°



110
160
160/110
200
200/110
200/160
250
250/110
250/160
315
315/110

Ø en mm

RAMAL HH 87°



160
200/160

Ø en mm

CODO ORIENTABLE



110

Ø en mm

RAMAL 45°



110
160
160/110
200
200/160
250
250/160

Ø en mm

MANGUITO DESLIZANTE



110
160
200
250
315
400

Ø en mm

TAPON



110
160
160 BT
200
250
315
400

Ø en mm

TAPON CON ROSCA Y ARO



40
50
63
110
160
200

Ø en mm

CLIP MECANICO



250/160
315/160
400/160

Ø en mm

VALVULA ANTIRRETORNO



110
160
200

Ø en mm

REDUCCION MH



160/110
160/125
200/160
250/200
250/160
315/250
400/315

Ø en mm

SIFON P



110

Ø en mm

RAMAL DOBLE 87°30'



110

Ø en mm

RAMAL DOBLE 45°



110
160

Ø en mm

NUEVO CLIP MECANICO EASY CLIP



Easy Clip se puede aplicar a tubos de:
pvc, pp o pe con pared lisa
hormigón
pvc, pp o pe corrugado.

Permite la realización de nuevas acometidas (Ø160 y Ø200 con tubos/accesorios a pared lisa) a tuberías de saneamiento existentes, garantizando:

- ➔ Perfecta estanqueidad
- ➔ Alta resistencia mecánica
- ➔ Facilidad y rapidez en el montaje.



NOTA: Por disponibilidad en stock y dimensiones consulte nuestro Departamento Técnico.

Nicoll Uruguay se reserva el derecho a variar las especificaciones arriba indicadas sin previo aviso.

Características técnicas

□ Tubos y accesorios con juntas acorrojadas

Presiones de funcionamiento admisibles (PFA) de tubos y accesorios con junta acorrojada											
PMA: Presión máxima admisible • PEA: Presión de ensayo admisible											
DN	Junta	Tubos			Junta	Accesorios con enchufe			Accesorios con enchufe y una brida		
		PFA bar	PMA bar	PEA bar		PFA bar	PMA bar	PEA bar	PFA Bar	PMA Bar	PEA Bar
Clase 40											
60	STD Vi (insertos)	25	30	35	EXP Vi (insertos)	25	30	35	25	30	35
80		23	27	32		23	27	32	23	27	32
100		23	27	32		23	27	32	23	27	32
125		22	26	31		22	26	31	22	26	31
150		18	21	26		18	21	26	18	21	26
200		16	19	24		16	19	24	16	19	24
250		16	19	24		16	19	24	16	19	24
300		16	19	24		16	19	24	16	19	24
Clase K9											
80	STD Ve (cordón +cba)	64	77	82	STD Ve (cordón +cba)	64	77	82	40	48	53
100		64	77	82		64	77	82	40	48	53
125		64	77	82		64	77	82	40	48	53
150		55	66	71		57	68	73	40	48	53
200		44	53	58		50	60	65	40	48	53
250		39	47	52		44	53	58	40	48	53
300		37	44	49		41	49	54	40	48	53
350		32	38	43		32	38	43	25	30	35
400		30	36	41		30	36	41	20	24	29
450		30	36	41		30	36	41	16	19	24
500		30	36	41		30	36	41	16	19	24
600		27	32	37		27	32	37	14	17	22
700	STD Ve (cordón +cba)	25	30	35	STD Ve (cordón +cba)	25	30	35	25	30	35
800		25 ^{ba} 16 ^{bf}	30 ^{ba} 19 ^{bf}	35 ^{ba} 24 ^{bf}		25 ^{ba} 16 ^{bf}	30 ^{ba} 19 ^{bf}	35 ^{ba} 24 ^{bf}	25 ^{ba} 16 ^{bf}	30 ^{ba} 19 ^{bf}	35 ^{ba} 24 ^{bf}
900		25 ^{ba} 16 ^{bf}	30 ^{ba} 19 ^{bf}	35 ^{ba} 24 ^{bf}		25 ^{ba} 16 ^{bf}	30 ^{ba} 19 ^{bf}	35 ^{ba} 24 ^{bf}	25 ^{ba} 16 ^{bf}	30 ^{ba} 19 ^{bf}	35 ^{ba} 24 ^{bf}
1000		25 ^{ba} 16 ^{bf}	30 ^{ba} 19 ^{bf}	35 ^{ba} 24 ^{bf}		25 ^{ba} 16 ^{bf}	30 ^{ba} 19 ^{bf}	35 ^{ba} 24 ^{bf}	25 ^{ba} 16 ^{bf}	30 ^{ba} 19 ^{bf}	35 ^{ba} 24 ^{bf}
1100		25 ^{ba} 16 ^{bf}	30 ^{ba} 19 ^{bf}	35 ^{ba} 24 ^{bf}		25 ^{ba} 16 ^{bf}	30 ^{ba} 19 ^{bf}	35 ^{ba} 24 ^{bf}	25 ^{ba} 16 ^{bf}	30 ^{ba} 19 ^{bf}	35 ^{ba} 24 ^{bf}
1200		25 ^{ba} 16 ^{bf}	30 ^{ba} 19 ^{bf}	35 ^{ba} 24 ^{bf}		25 ^{ba} 16 ^{bf}	30 ^{ba} 19 ^{bf}	35 ^{ba} 24 ^{bf}	25 ^{ba} 16 ^{bf}	30 ^{ba} 19 ^{bf}	35 ^{ba} 24 ^{bf}
1400	STD Pk (cordón)	25	30	35	STD Pk (cordón)	25	30	35	25 (22')	30 (26')	35 (31')
1500		25	30	35		25	30	35	25 (22')	30 (26')	35 (31')
1600		25	30	35		25	30	35	25 (21')	30 (25')	35 (30')
1800		16 ^{ps}	19	24		16 ^{ps}	19	24	16 ^{ps}	19	24
2000		Consultar					Consultar				

ba : Valores utilizando bulones especiales y arandela de apoyo

bf : Valores utilizando bulones de fundición

Ps : Consultar para presiones superiores

(xx') : Valor para las té con enchufe y derivación brida dn > 600

STD Vi Junta automática STANDARD acorrojada con insertos (Tubos Clase 40 DN 60 a 300)

EXP Vi Junta mecánica EXPRES acorrojada con insertos (Accesorios Clase 40 DN 60 a 300)

STD Ve Junta automática STANDARD acorrojada con cordón (Tubos y accesorios con contrabrida de acorrojado (cba) Tubos y accesorios DN 80 a 1200)

STD Pk Junta automática STANDARD PAMLOCK con cordón (Tubos y accesorios con doble cámara DN 1400 a 2000)

Presiones a aplicar en las uniones de tubos y accesorios:

Si un tubo está equipado con una unión diferente en cada extremo, conviene aplicar los valores de la PFA, PMA y PEA más bajos.

Si un accesorio está equipado con dos tipos de unión, (ejemplo : té con dos enchufes y derivación a brida), conviene aplicar los valores de la PFA, PMA y PEA más bajos.

Nicoll



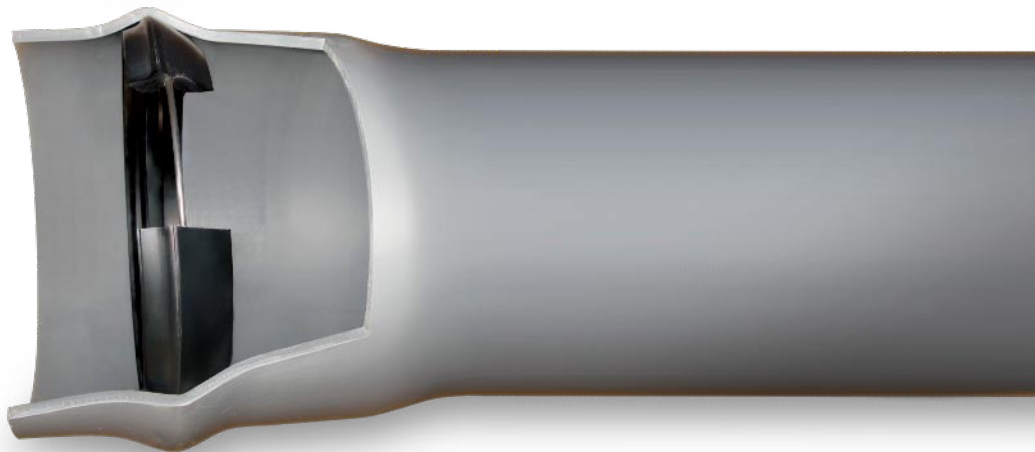
**REDES DE
INFRAESTRUCTURA**

an *O*Aliaxis company

Nicoll Junta Integrada

Nicoll introduce a su amplia gama de tuberías y accesorios para Instalaciones Sanitarias de agua y desagüe, el Sistema Rieber® de aro incorporado para tuberías de redes de infraestructura cloacal y de agua a presión con Junta Elástica.

El Sistema Rieber® de aro de goma incorporado fue concebido en los años 70 en Noruega y luego, introducido al mercado de la construcción en los Estados Unidos a mediados de la misma década. Hoy en día es utilizado por más de 25 países constatando su eficacia y confiabilidad.



Ventajas de la Junta Elástica Integrada:

■ RAPIDEZ

Menor tiempo de instalación:

Ya que el aro se encuentra integrado dentro del alojamiento desde el momento de su fabricación evitando tener que colocar el aro durante la instalación en obra incrementando notablemente la productividad y reduciendo su costo final.

■ SEGURIDAD

Mayor seguridad en las uniones:

No hay posibilidad que el anillo se mueva mientras se realiza el ensamble, evitando así los riesgos de desplazamiento y posibles pérdidas puestos en servicio. Además evita la acumulación de sedimentos en el alojamiento del aro durante su transporte, de esta manera evita los riesgos de contaminación.

■ ECONOMIA

Mano de obra y mantenimiento:

Facilita la instalación en obra ya que puede instalarse con herramental tradicional economizando en la mano de obra. Además no necesita mantenimiento a lo largo de su vida útil.

PRINCIPALES USOS:

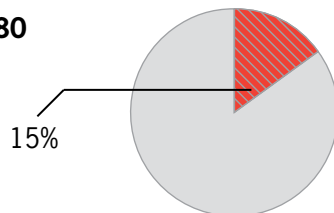
- *Sistemas presurizados*
- *Sistemas de desagüe*
- *Sistemas de alcantarillado*
- *Sistemas de Riego*

Evolución del sistema:

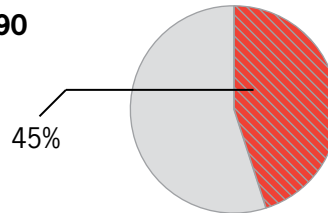
Participación de mercado:

- **Junta Elástica Integrada**
- **Tradicional**

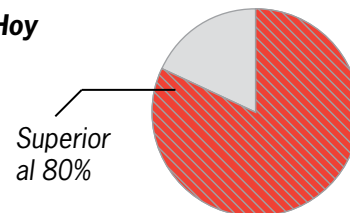
1980



1990



Hoy



Junta Elástica Integrada vs. Junta Convencional

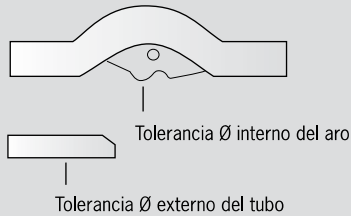
Sistema JEI

- **Aro integrado a la campana**
- **Aro preinstalado en fábrica**
 - Previene errores en obra
 - Menos trabajo en obra
- **Herramental de producción simple**
 - Menor costo de adquisición
 - Menor mantenimiento
- **Elimina la posibilidad de escape en montaje**
- **La pre compresión no permite contaminación entre el aro y la campana**

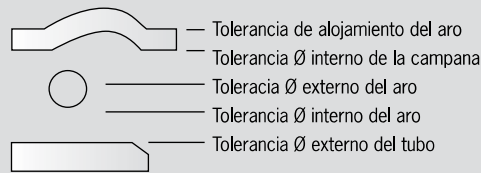
Junta Convencional

- **Campana y aro separados**
- **El aro se coloca manualmente**
 - Posible error de colocación
 - Mayor tiempo de mano de obra
- **Herramental de producción complejo**
 - Alto costo de instalación
 - Mayor mantenimiento
- **Alta probabilidad que el aro se escape durante el en montaje**
- **Alta probabilidad de contaminación entre el aro y la campana**

Diferencia de tolerancias:

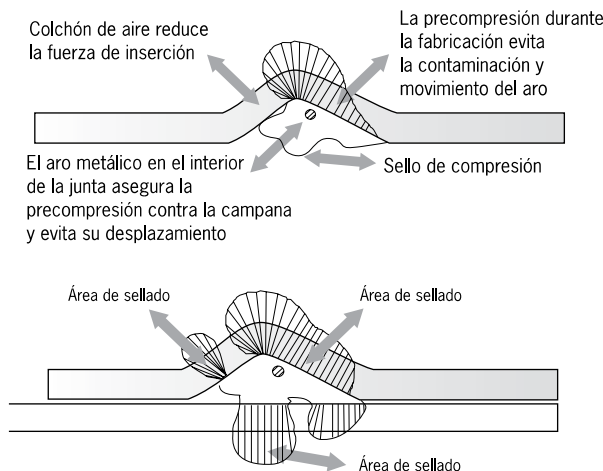


JEI = 2 tolerancias



Junta Convencional = 5 tolerancias

Funcionamiento del sistema JEI



Ventajas para el Instalador:

Aumento de la productividad / sin retrocesos
El aro ya instalado, evita la contaminación de las áreas de sellado
El aro pre-instalado, previene el uso de aros incorrectos.
Previene el desplazamiento del aro durante la instalación.
Menor fuerza de inserción.
Si los tubos no están perfectamente alineados, el anillo no se deslizará.
Mayor velocidad de colocación (m/día)
Menor costo total de la tubería instalada

Ventajas para el usuario final:

Aumento de la confiabilidad del sistema
Un único producto (tubo+junta)
Un único proveedor.
Un único responsable del sistema.
Óptimo desempeño tanto en presiones positivas como negativas
No hay riesgo que el aro se desplace de la campana después de la instalación

Los aros especiales del sistema Junta Integrada cumplen con los siguientes standards de calidad:

- IRAM 113035
- ANSI / NSF Standard 61
- BS 6920: 1990
- EN-681-1
- ASTM F-477
- ASTM D2241 & ASTM F3034 & F576
- AWWA C-900 & C-905



Tubos para Redes Cloacales:

La línea de tubos mas difundida y de mayor éxito para la ejecución de Redes Cloacales

Dimensiones:

DiamØ	Lt	Lu	e	Øint
110	6	5.86	3.2	103.6
160	6	5.84	3.2	153.6
200	6	5.83	4.2	192.0
250	6	5.77	4.9	240.2
315	6	5.76	6.2	302.6
355	6	5.74	7.0	341.0
400	6	5.70	7.9	384.2
450	6	5.65	8.8	432.4
500	6	5.60	9.8	480.4

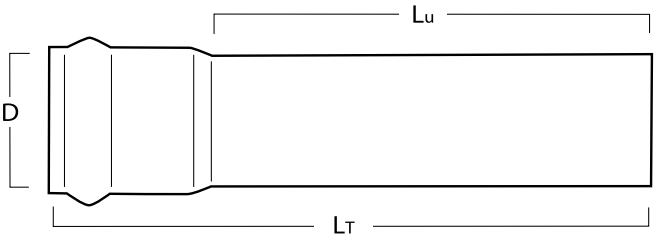


NORMAS PARA TUBERÍAS CLOCALES

IRAM N°13325 – Tubos de Poli (cloruro de vinilo) no plastificado para ventilación, desagües cloacales y pluviales, medida.

IRAM N°13326 – Tubos de Poli (cloruro de vinilo) PVC, no plastificado para ventilación, desagües pluviales y cloacales. Características y métodos de ensayo.

IRAM N° 113035 – Aros de caucho



Accesorios Cloacales

Línea de accesorios sanitarios para Redes Cloacales Inyectados y termoformados.



La mas amplia gama de accesorios de PVC para infraestructura Cloacal.



Catálogo

CURVAS A 45° M-H

Junta Elástica
Ø110 a Ø400



Junta Pegada
Ø110 a Ø400



CURVAS A 90° M-H

Junta Elástica
Ø110 a Ø400



Junta Pegada
Ø110 a Ø400



REDUCCIONES

Junta Elástica
Ø110 a Ø400



Junta Pegada
Ø110 a Ø400



TAPAS H-H

Junta Elástica
Ø110 a Ø400



Junta Pegada
Ø110 a Ø400



CUPLAS

Junta Elástica
Ø110 a Ø400



Junta Pegada
Ø110 a Ø400



RAMALES POSTIZOS

Junta Elástica
Ø160x110 a Ø400x110



Junta Pegada
Ø160x110 a Ø400x110



RAMALES A 45°H-H

Junta Elástica
Ø110 a Ø400



Junta Pegada
Ø110 a Ø400



RAMALES A 45°M-H

Junta Elástica
Ø110 a Ø400



Junta Pegada
Ø110 a Ø400



Tubos para Redes de Agua Potable:

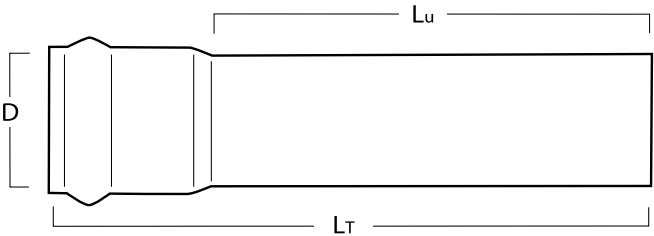
En Redes de distribución de líquidos, el sistema más reconocido en el mundo entero

Dimensiones:

			4kg/cm2		6kg/cm2		10kg/cm2	
DiamØ	Lt	Lu	e	Øint	e	Øint	e	Øint
63	6	5.89			1,9	59,2	3,0	57
75	6	5,88			2,2	70,6	3,6	67,8
90	6	5,87			2,7	84,6	4,3	81,4
110	6	5,86	2,2	105,6	3,2	103,6	5,3	99,4
125	6	5,85	2,5	120,0	3,7	117,6	6,0	113
140	6	5,85	2,8	134,4	4,1	131,8	6,7	126,6
160	6	5,84	3,2	153,6	4,7	150,6	7,7	144,6
200	6	5.83	4,0	192,0	5,9	188,2	9,6	180,8
225	6	5,80	4,5	216,0	6,6	211,8	10,8	203,4
250	6	5,77	4,9	240,2	7,3	235,4	11,9	226,2
280	6	5,76	5,5	269,0	8,2	263,6	13,4	253,2
315	6	5,76	6,2	302,6	9,2	296,6	15,0	285,0
355	6	5,74	7,0*	341,0*	10,4	334,2	16,9*	321,2*
400	6	5,70	7,9*	384,2*	11,7	376,6	19,1	361,8
450	6	5,65	8,8*	432,4*	13,1	423,8	21,5*	407,0*
500	6	5,60	9,8*	480,4*	14,6	470,8	23,8	452,4

			8kg/cm2	
DiamØ	Lt	Lu	e	Øint
450	6	5.65	17,3	415,4
500	6	5,60	19,3	461,4

*Todos los tubos citados poseen SELLO IRAM, excepto los marcados con un asterisco, sobre los que se puede solicitar su certificación.



NORMAS PARA TUBERÍAS DE PRESIÓN

IRAM N°13350 – Tubos de Poli (cloruro de vinilo) no plastificado destinado al transporte de líquidos bajo presión (medidas).

IRAM N°13351 – Tubos de Poli (cloruro de vinilo) PVC, no plastificado destinado al transporte de líquidos bajo presión. Especificaciones y métodos de ensayo.

IRAM N°13352 – Tubos de material plástico para la conducción de agua potable. Requisitos Bromatológicos

IRAM N°113035 – Aros de caucho

Accesorios Presión

Línea de accesorios sanitarios para Redes de Presión termoformados.



Catálogo

RAMALES A 90° H-H-H

Ramal TE Sin Revestimiento
63x63 a 200x200



Ramal TE Con Revestimiento
63x63 a 400x400



RAMALES A 90° H-H-H-H

Ramal CRUZ Sin Revestimiento
63x63 a 200x200



Ramal CRUZ Con Revestimiento
63x63 a 400x400



TAPAS HEMBRA JE

Tapas de Ø63mm a Ø400



CURVAS A 11°15'

Curvas de Ø63 a Ø400



CURVAS A 22°30'

Curvas de Ø63 a Ø400



CURVAS A 45°

Curvas de Ø63 a Ø400



CURVAS A 90°

Curvas de Ø63 a Ø400



CUPLAS DESLIZANTES

Cuplas de Ø63 a Ø400



TRANSICIÓN PVC-AC

Transiciones de Ø63/60 a Ø400



MANGUITOS ENCHUFE ROSCA

Manguitos Enchufe Ø63x2 a Ø355x14



ABRAZADERAS DOBLE CUÑA

Abrazaderas 50x1/2" a



REDUCCIONES CONCENTRICAS M-H

Reducción de 75x63 a 400x355

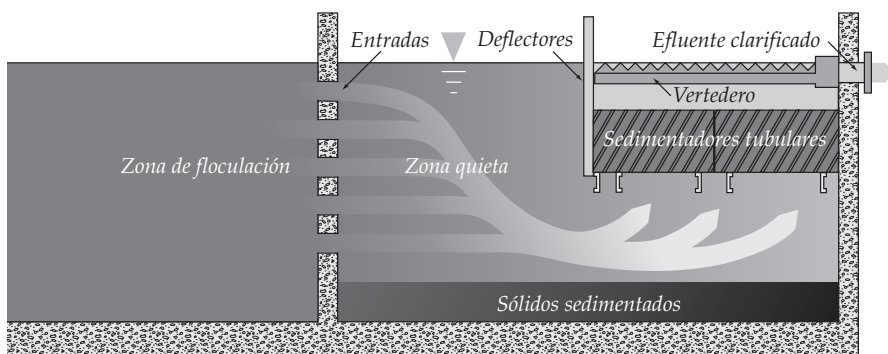


*Consultar por otros diámetros



Sedimentadores Tubulares

Tanto los sedimentadores tubulares como los de láminas paralelas incrementan la capacidad de sedimentación de los clarificadores circulares y/o de las piletas de sedimentación rectangulares al reducir la distancia vertical que deben recorrer los flóculos antes de aglomerarse para formar partículas de mayores de dimensiones.



Los sedimentadores tubulares emplean múltiples canales tubulares inclinados en un ángulo de 60°, adyacentes unos a otros, cuya acción combinada resulta en una sedimentación efectiva y una reducción en el tiempo de sedimentación.

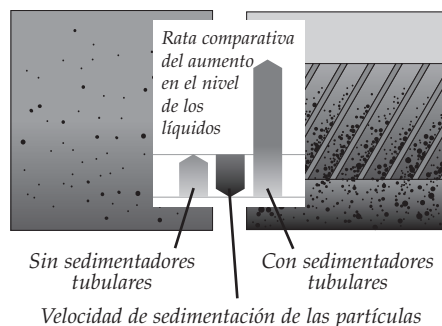
Los sedimentadores tubulares capturan los flóculos finos que pueden sedimentarse y que escapan de la zona de clarificación subyacente a los tubos, permitiendo que los flóculos de mayor tamaño se dirijan hacia el fondo del tanque para una mejor sedimentación. Los canales existentes en los sedimentadores tubulares aglutinan los sólidos formando una masa compacta la cual ayuda a que los sólidos "resbalen" por los canales de los tubos.

¿POR QUÉ SEDIMENTADORES TUBULARES?

Los sedimentadores tubulares ofrecen un método eficiente para mejorar los clarificadores existentes en las plantas de tratamiento de aguas y en las piletas de sedimentación incrementando su desempeño. Pueden también reducir el área requerida por las piletas de sedimentación en nuevas instalaciones, o pueden también mejorar el desempeño de instalaciones existentes, reduciendo la carga de sólidos hacia los filtros.

Fabricados en PVC liviano, los sedimentadores tubulares pueden ser fácilmente soportados por estructuras livianas, las cuales, en la gran mayoría de los casos, incluyen los soportes de los vertederos. Se encuentran disponibles en una gran variedad de módu-

Sedimentadores tubulares vs Sedimentación convencional



los y dimensiones y existe la posibilidad que sean diseñados para una aplicación específica, con diseños e ingeniería suministrados por el fabricante.

VENTAJAS DE LOS SEDIMENTADORES TUBULARES

Las ventajas que ofrecen los sedimentadores tubulares pueden ser aplicadas a instalaciones existentes de cualquier tamaño.

- Clarificadores/Piletas de sedimentación equipados con sedimentadores tubulares pueden operar a tasas de clarificación superiores entre 2 y 4 veces la velocidad normal de clarificación de las instalaciones no equipadas con sedimentadores tubulares.
- Es posible reducir en casi un cincuenta por ciento la dosificación del floculante, manteniendo a la vez una baja turbidez en el efluente hacia los filtros de la planta de tratamiento de agua.
- Menor lavado en contracorriente resulta en menores costos operativos tanto en el costo de las aguas como en el de electricidad.
- Instalaciones nuevas con sedimentadores tubulares pueden ser diseñadas con menor tamaño debido a su mayor capacidad de flujo.

"Clarificadores equipados con sedimentadores tubulares pueden operar entre 2 y 4 veces la velocidad normal de clarificación de clarificadores sin sedimentadores tubulares."

- El flujo existente en las plantas de tratamiento de aguas existentes puede ser incrementado con la adición de los sedimentadores tubulares.
- Los sedimentadores tubulares incrementan la capacidad de flujo permitida por medio del incremento en la rata de remoción de sólidos en las piletas de sedimentación.

"La ciudad de Westminster, Colorado, utilizaba alumbre como floculante en su planta de tratamiento de aguas. Con posterioridad a la instalación de los sedimentadores tubulares, redujeron la dosificación de alumbre de 30 mg/l a 16 mg/l y la turbidez del efluente hacia los filtros se redujo en un 25%. Como resultado de la reducción en la turbidez del efluente, se redujo el consumo de agua de lavado en contracorriente en un 27%.¹"

¹ Innovative Plant Operations Yield Bonuses, Opflow, Vol. 6 No. 10 (Oct. 1980)

CRITERIOS DE DISEÑO DEL SISTEMA

De acuerdo con el documento *Sedimentadores Tubulares*² escrito por el Sr. Roderick M. Willis en 1978 existen tres requisitos básicos esenciales para el éxito en el desempeño de sedimentadores tubulares.

- 1. Un flujo laminar (o viscoso) dentro de los tubos debe estar presente a la rata máxima de flujo requerida. El flujo laminar es esencial para que cada uno de los flóculos, de sedimentación lenta dentro del tubo, mantengan un flujo descendente hacia la superficie colectora y que no exista un “barrido” intermitente hacia arriba ocasionado por turbulencia dentro del tubo.
- 2. El tiempo de permanencia de cada partícula dentro del tubo debe ser amplio de modo tal que el floculo que entra al tubo por la parte superior tenga suficiente tiempo para sedimentarse sobre la superficie recolectora que se encuentra mas abajo. (Una vez que la partícula llega a la superficie recolectora, la tendencia a unirse entre partículas creará una formación uniforme de lodos).
- 3. La velocidad del flujo a través de los tubos no debe exceder la velocidad crítica máxima de modo que ocasione una perdida de estabilidad de los lodos sedimentados y estos sean barridos hacia fuera en la dirección normal del flujo del tubo. Como corolario, el volumen del tubo debe ser lo suficientemente amplio para permitir o bien la acumulación, o una retro-descarga continua, de los lodos, sin cambios críticos en la rata normal de flujo dentro del tubo.

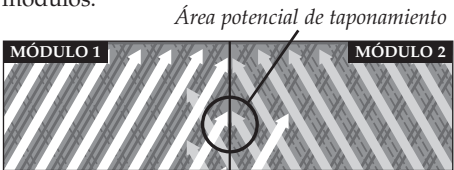
Tamaño, Forma y Configuración

Adicional al criterio de diseño del sistema, el tamaño, forma y configuración deben ser evaluados al momento de escoger el diseño de un módulo de tubos de sedimentación. La altura vertical de sedimentación dentro de un tubo debe mantenerse tan reducida como sea posible, dentro de las restricciones de costo y el posible taponamiento, para minimizar la distancia de sedimentación de las partículas. Debe existir una ranura en V en la base para permitir una rápida acumulación de los sólidos en una masa compacta que “resbale” en forma continua dentro del tubo.

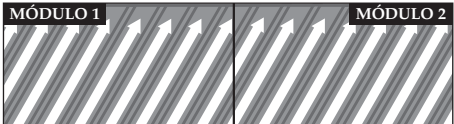
Al momento de escoger un sedimentador de tubos se debe tener especial consideración en la altura vertical de los módulos. Existen diferentes tamaños de sedimentadores tubulares, cada uno de los cuales tiene una aplicación específica.

“La Planta de Tratamiento de Aguas de Paducah (Paducah WTP) incrementó su capacidad total en 630m3/h (1.890m3/h a 2.520m3/h) al reemplazar los tubos de sedimentación existentes, de 0,5m, por nuevos tubos de sedimentación con una mayor superficie, con una altura vertical de 0,91m. Esto permitió que la planta satisficiera el incremento en demanda sin necesidad de incurrir en nuevas piletas de sedimentación, ahorrándole miles de dólares a la Ciudad de Paducah. ”

(Ver el Gráfico “Diseño del Sistema” para mayor información). Comúnmente los sedimentadores tubulares con altura vertical de 0.61m y una longitud de 0,71m son los más usados. También, los tubos de 0.91m y 1,04m, debido a su gran capacidad de retención, son ventajosos en muchas aplicaciones, como en aplicaciones con alto flujo/alta turbiedad y en donde las piletas existentes necesitan mejorar su capacidad de sedimentación para aumentar la capacidad total de la planta. Sedimentadores tubulares con tubos orientados en la misma dirección evitan la formación de puntos de cruce del flujo originado por tubos entrecruzados. Muchos fabricantes ponen en riesgo el flujo al instalar tubos con flujos cruzados con miras a obtener un sistema más rígido. Los puntos de cruce pueden volver a poner en suspensión las partículas afectando así el proceso de formación de los lodos. Los módulos tubulares que tienen tubos con flujos en la misma dirección son más fáciles de limpiar y presentan menos posibilidades de taponamiento, especialmente en el área donde confluyen las partes finales de los módulos.



TUBOS ENCRECZADOS



TUBOS ORIENTADOS EN LA MISMA DIRECCIÓN

Por otra parte, el diseño de los módulos debe incorporar nuevas características que prevengan brechas a lo largo de los módulos. Estas brechas resultan en un “corto-circuito” de aguas no clarificadas el cual permite su paso alrededor de los tubos de sedimentación. Un diseño de módulos que permitan su acople con los módulos adyacentes es ideal por cuanto maximiza el uso del área disponible a la vez que incrementa la rigidez de los módulos.

Sedimentadores de Tubos vs. Sedimentadores Laminares

Los sedimentadores de láminas (Lamella Plates) son frecuentemente comparados con los sedimentadores tubulares cuando se evalúan opciones para el mejoramiento de plantas. Son más costosos que los sedimentadores de tubos debido al material con el cual son construidos y las láminas muy anchas son hidráulicamente

inestables durante la operación. Los sedimentadores tubulares eliminan flujos cruzados y remolinos permitiendo a la vez la utilización de PVC liviano, resistente a la corrosión, con ahorros en costos hasta del 50%. Los sedimentadores tubulares son una solución común y económicamente viable como alternativa de los sedimentadores de láminas paralelas (Sedimentadores Laminares).

Materiales de Construcción

Los módulos tubulares de sedimentación deberán ser construidos en láminas de PVC igualmente espaciadas, soldadas por medio de solventes para formar una unión durable entre las láminas y los canales. El PVC es un material inerte y resistente al deterioro por causa de los fenómenos naturales, de ocurrencia común por los elementos constituyentes de las aguas residuales.

Los materiales y los módulos terminados que vayan a ser utilizados en plantas de tratamiento de aguas deberán estar certificados que cumplen con el Estándar 61 del ANIS/NSF para agua potable.



Cualquier material destinado a ser utilizado en contacto con el agua, o con las aguas residuales, deberá tener un inhibidor UV (radiación ultravioleta).

Algunos módulos tubulares de sedimentación son construidos en ABS, el cual es un material altamente inflamable. Una chispa proveniente de una soldadura, perforación o de un cigarrillo, etc. puede encender los sedimentadores tubulares construidos en ABS causando lesiones al personal y daños a los sedimentadores y a las estructuras adyacentes.

Los módulos construidos en PVC (al contrario de los construidos en ABS y en otros materiales) tienen una gravedad específica consistentemente mayor que la del agua y por lo tanto no flotan. Los módulos construidos en ABS tienen una gravedad específica ligeramente superior a la del agua y por lo tanto deberán ser anclados al fondo. Lo anterior resulta en costos mayores de materiales y de instalación. Un modulo de sedimentación tubular construido en PVC no requerirá de anclaje ni de sujetadores.

Las propiedades mecánicas del PVC superan con creces las del ABS lo cual da como resultado una instalación estructural apropiada. La propiedad mecánica más importante del PVC, su flexibilidad, es 30% superior a la del ABS. El PVC es

Comparación de las Propiedades Físicas y Mecánicas del PVC y del ABS

Propiedad	Método de Verificación	PVC	ABS
Gravedad Específica	D792	1.45 gram/cm³ max.	1.06 gram/cm³ max.
Resistencia a la tensión	D638/D882	6000 psi min.	5100 psi min.
Módulo de Flexión	D790	425000 psi min.	300000 psi min.
Resistencia a la Flexión	D790	11000 psi min.	8500 psi min.
Resistencia al Impacto	D256	10.0 ft-lbs/in min.	6.3 ft-lbs/in min.
Deflexión bajo Calor	D648	158°F @ 264 psi min.	180°F @ 264 psi min.
Inflamabilidad	UL94	Incremento en Grados = 22 Auto extingüible	Incremento en Grados = 138 Muy Inflamable

² Willis, R.M. *Tubular Settlers-A Technical Review*, Journal AWWA, 331:335 (June 1978)

mas denso, tiene mayor resistencia a la tensión, mayor resistencia al impacto y es menos inflamable que el ABS.

DISEÑO DE LOS SEDIMENTADORES TUBULARES

El diseño de los sedimentadores tubulares está basado en tres criterios:

Flujo (m³/h): Flujo hidráulico requerido a través de la pileta de sedimentación.

Área (m²): Área de la pileta requerida para los sedimentadores tubulares.

Rata de Diseño Aplicable:

Flujo/Área (3,75 hasta 8,75 m/h).

Los sedimentadores tubulares manejan ratas máximas aplicables comprendidas entre 6,25 y 11,25 m/h. La rata recomendada para propósitos de diseño es entre 3,75 y 8,75 m/h. Esta rata de diseño aplicable deberá ser verificada de acuerdo con los estándares de diseño locales para ratas de flujo permitidas, ratas aplicables, etc. Es importante tener en cuenta que la composición química del agua que ingresa al clarificador, su habilidad para decantarse y el diseño hidráulico de la pileta de sedimentación juegan un papel muy importante en la elección de la rata adecuada aplicable.

Sedimentador Tubular	Altura Vertical	Longitud del Tubo**	Rata Típica de Diseño Aplicable	Área de Sedimentación/Área Horizontal
0.51m	0.51m	0.59m	3.75m/h	10.3m ² /m ²
IFR-6024*	0.61m	0.70m	5.0m/h***	12.3m ² /m ²
IFR-6030*	0.76m	0.88m	6.25m/h	15.4m ² /m ²
IFR-6036*	0.91m	1.06m	7.5m/h	18.5m ² /m ²
1.02m	1.02m	1.17m	8.75m/h	20.5m ² /m ²
IFR-6041*	1.04m	1.20m	8.75m/h	21.0m ² /m ²

* Sedimentadores Tubulares de Brentwood

** La longitud del tubo se basa en un ángulo de 60°

*** Algunas ratas están limitadas por la rata aplicable según los Estándares de los Diez Estados de 5,0 m/h.

La parte superior de los módulos tubulares de sedimentación deberá estar sumergida entre 0,45 y 0,76m de la superficie. Para prevenir altas velocidades y turbulencias dentro de los tubos, se deben verificar las velocidades a través del tanque de sedimentación. Esto se puede calcular dividiendo el flujo a través del tanque (m³/s) por el área de la sección (alto X ancho) perpendicular al flujo debajo de área de los tubos de sedimentación, en la cual la altura es la distancia entre el fondo de los tubos de sedimentación y el piso (fondo) de la pileta.

$$\text{Velocidad a través de la Pileta} = \frac{\text{Flujo (m}^3\text{/s)}}{\text{Área (m}^2\text{)}} < 0.015 \text{ m/s}$$

Las velocidades debajo del área de los tubos de sedimentación no deberán, generalmente, ser superiores a 0.015 m/s. Para evitar problemas con la velocidad longitudinal se debe modificar o la altura o el ancho de la pileta. Si esto no es posible, se debe considerar la posibilidad de reducir el flujo. Tener en cuenta que lo anterior es una consideración generalizada y dado caso que el requisito sea la velocidad, se debe proceder a efectuar un análisis detallado de la hidráulica de la pileta. Al diseñar la distribución de los sedimentadores tubulares se debe tener especial cuidado de evitar instalaciones cercanas a la entrada de agua, área

en la cual la turbulencia puede tener impacto sobre el desempeño de los tubos. En una pileta horizontal, es recomendable que una tercera parte de la longitud de la pileta esté libre de tubos de sedimentación para así poder servir de zona de reposo. En general es fácil implementar esta recomendación por cuanto los sedimentadores tubulares ocuparán solamente una pequeña parte del área total de la pileta.

Diseño del Sistema de Soporte

El sistema de soporte de los sedimentadores tubulares deberá tener una superficie de apoyo de aproximadamente 50mm. Superficies de apoyo de más de 50mm pueden ocasionar taponamiento de los tubos que estén en contacto con los miembros estructurales. Superficies de soporte de menos de 50mm pueden crear cargas que pueden aplastar los módulos reduciendo su efectividad. Estructuras de soporte tubulares no son recomendadas por cuanto crean cargas puntuales que pueden ocasionar daños severos a los sedimentadores.

El sistema de soporte puede ser construido en acero inoxidable, en acero al carbón recubierto de pintura o en aluminio.

Los soportes de los módulos deben ubicarse a una distancia mínima de 305mm del extremo de cada uno de los módulos, para módulos de longitudes inferiores a 2,44m, y a 0,46m de distancia para módulos con longitud superior a 2,44m.

El sistema de soporte debe ser diseñado teniendo en cuenta tanto las cargas dinámicas (tráfico de gente) como las cargas estáticas (Las cargas estáticas

incluyen el peso de los sedimentadores tubulares, la acumulación de flóculos, las tuberías de descarga, los deflectores, las parrillas protectoras, etc.). El peso seco de los sedimentadores tubulares es de aproximadamente 32,0kgs/m³. El sistema de soporte debe ser diseñado para una luz máxima, no soportada, de los tubos de sedimentación, de 2,44m. Este diseño soportará tanto las cargas dinámicas como las cargas estáticas con un factor de seguridad apropiado. Algunos fabricantes diseñan el sistema de soporte con base en una luz máxima, no soportada, de 3,05m lo cual limita el acceso del operador lo cual puede ser un riesgo potencial.

En las piletas rectangulares, la luz deberá ser igual el ancho total de la pileta. Si esto no es posible, se deben emplear columnas intermedias de soporte. Sin embargo el sistema de soporte no debe tener ningún impacto sobre los dispositivos de recolección de los lodos sedimentados ni sobre ninguna otra operación de las piletas de sedimentación. Con frecuencia se emplean columnas de concreto en el centro para proveer un apoyo al sistema de soporte.

En el caso de clarificadores circulares, se pueden emplear soportes que tengan una luz comprendida entre el diámetro exterior del clarificador y el pozo central, creando áreas de sedimentación en forma de segmentos triangulares. Si no es necesario lograr un cubrimiento completo de los clarificadores circulares, sistemas de soporte en voladizo (cantilever) pueden fijarse a la pared

exterior del clarificador para proveer un cubrimiento adecuado.

Diseño de los Vertederos

Los vertederos / desagües de los sistemas tubulares de sedimentación deben ser diseñados para manejar flujos pico, y que a la vez cumplan con la reglamentación local. En términos generales, un flujo de 248m³/d por metro lineal de desagüe (el Estándar de los Diez Estados) es adecuado. El material para la construcción de los vertederos y desagües es, comúnmente, fibra de vidrio o acero inoxidable, inhibidor de los rayos UV, certificado por el NFS. Los desagües deben ser distribuidos con la misma separación entre ellos de modo que la distribución del flujo sea uniforme a través del área de sedimentación. La "Regla de Oro" es que el espacio entre ellos no sea superior a cuatro veces la profundidad a la cual se encuentran sumergidos.

Diseño de los Deflectores

Los deflectores, localizados en la zona que permanece en reposo, son necesarios para direccionar el agua hacia los sedimentadores. Deben ser fabricados en fibra de vidrio inhibidora de los rayos UV, PVC o acero inoxidable. El diseño del sistema de deflectores debe estar integrado con sistema de soporte.

Acceso a los sedimentadores Tubulares

Durante el proceso de diseño de la pileta de sedimentación, se debe tener en cuenta el acceso del operador al área de los sedimentadores, para las labores de limpieza de los vertederos/desagües, según el caso. Igual que cualquier equipo, los sedimentadores tubulares requieren mantenimiento y limpieza periódica, por lo cual es importante facilitar el acceso a ellos del personal encargado de estas labores. Se debe diseñar una plataforma y/o una superficie protectora de los sedimentadores que permita acceso seguro. Un emparrillado plástico es ideal por cuanto no solamente permite el acceso a los sedimentadores tubulares, vertederos y desagües sino que provee una superficie protectora de los sedimentadores sobre la cual caminar. Cualquier clase de parrilla que se desee emplear deberá ser diseñada para que no interfiera con el desempeño de los sedimentadores y que sea estructuralmente resistente para prevenir daños a los tubos.



BRENTWOOD AccuGrid®

Brentwood ha desarrollado una forma única y eficiente,

en términos de costos, para proveer protección adicional al sistema de sedimentadores tubulares. Nuestra parrilla portátil AccuGrid, certificada por el NSF provee protección contra el tráfico del personal y contra el impacto hidráulico (golpe de ariete) ocasionado por los procesos de lavado rutinarios. Los paneles entrelazables, fabricados en una sola pieza, son resistentes, livianos, económicos y fáciles de instalar. Las parrillas protectoras AccuGrid incrementarán, al doble o al triple, la vida útil de los sedimentadores tubulares.

¿POR QUÉ TUBOS SEDIMENTADORES BRENTWOOD?

Brentwood suministra sistemas completos, incluyendo los sedimentadores tubulares, soportes, deflectores, desagües y vertederos conjuntamente con las parrillas protectoras. Las ventajas de un suministro por Brentwood son, entre otras:

- **Responsabilidad – Un solo proveedor** evitando problemas relacionados con la coordinación de la ingeniería, instalación y precios de los diferentes componentes.
- **Ahorros** al adquirir un sistema integrado y económico.
- **Productos y Características únicos** tales como la superficie protectora AccuGrid y los miembros estructurales integrados para proveer beneficios importantes al sistema de sedimentación tubular.
- **Ingeniería y Amplia Experiencia** tanto en el diseño de los plásticos como en la tecnología de tratamiento de aguas son utilizados para el diseño de cada sistema.

Sistemas Personalizados

Los sistemas de Módulos Tubulares de Sedimentación de Brentwood pueden ser "personalizados" para su instalación en piletas de sedimentación rectangulares o circulares. Las longitudes estándar son 1,83m, 2,44m, 3,05m ó 3,66m con anchos estándar de 0,30 y 0,61m. Otras dimensiones están disponibles por solicitud.

Cada uno de los sistemas de sedimentación es diferente por efecto de la configuración de las piletas, etc. A su solicitud, le proveeremos con información detallada de precios, planos esquemáticos de distribución de planta y especificaciones de acuerdo con sus necesidades y/o diseño.

Precios

Los siguientes casos son representativos del desempeño, costo beneficio, de los sistemas Brentwood para la industria del agua. Las cifras que se presentan han sido ajustadas para cada uno de los proyectos por causa de la inflación. Los presupuestos varían considerablemente debido a los requisitos estructurales y al alcance de los proyectos.

CASO NO. 1

Sistema IFR-6024 vs. Sistema de Sedimentación Laminar

8 piletas, área de los tubos de sedimentación 6,1m X 15,9m; el proyecto incluía costo adicional para un sistema de laminar de sedimentación.

Sistema de Sedimentación Laminar
Precio de la Licitación = US\$1.000.000

Sistema IFR-6024
Precio de la Licitación = US\$400.000

CASO NO. 2

Reconstrucción con Sedimentadores Tubulares vs. Nuevo Tanque de Sedimentación

2 Piletas de Sedimentación –
Área de los tubos de sedimentación 5,2m X 9,8m

Costo de una piletta nueva*
Costo Presupuestado = US\$300.000

Sistema IFR-6036
Costo Presupuestado = US\$95.100

CASO NO. 3

Piletta de sedimentación nueva *sin* Sedimentadores Tubulares vs. *con* Sedimentadores Tubulares

1 Piletta de 6,1m X 15,2m sin sedimentadores tubulares
1 Piletta de 4,6m X 9,1m con sedimentadores tubulares

Sin sedimentadores Tubulares*
Costo Presupuestado = US\$ 375.000

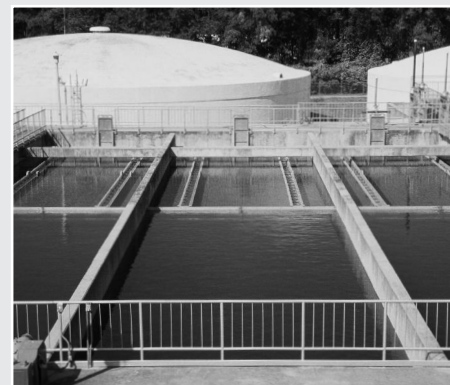
Sistema IFR-6041
Costo Presupuestado = US\$250.000

* No están incluidos: nueva tubería de entrada, cámara de floculación, vertederos, desagües, tubería de descarga. Solamente está incluida la nivelación del terreno, la excavación y las piletas de concreto.

La ciudad de Myrtle Beach Planta de Tratamiento de Aguas Superficiales

Cuenta con cinco piletas de sedimentación, cada una con una capacidad de diseño de 788m³/h. Cada piletta tiene dimensiones de 18,3m de ancho X 36,6m de largo X 4,7m de profundidad, divididas en tres segmentos de 6,1m.

El proceso de sedimentación era un componente principal que necesitaba ser mejorado o ampliado para poder satisfacer las demandas actuales y futuras de flujo. Era necesario aumentar la sedimentación por cuanto el tiempo de retención de 4 horas para un flujo de 4.731m³/h no se estaba cumpliendo. Después de analizar las diferentes opciones disponibles, la Ciudad de Myrtle Beach SWTF se decidió por adquirir sistemas Brentwood IFR-6024 de sedimentación por tubos para cada una de las cinco piletas de sedimentación.



"Menos de una año después de haber entrado en operación los sistemas tubulares de sedimentación de Brentwood:

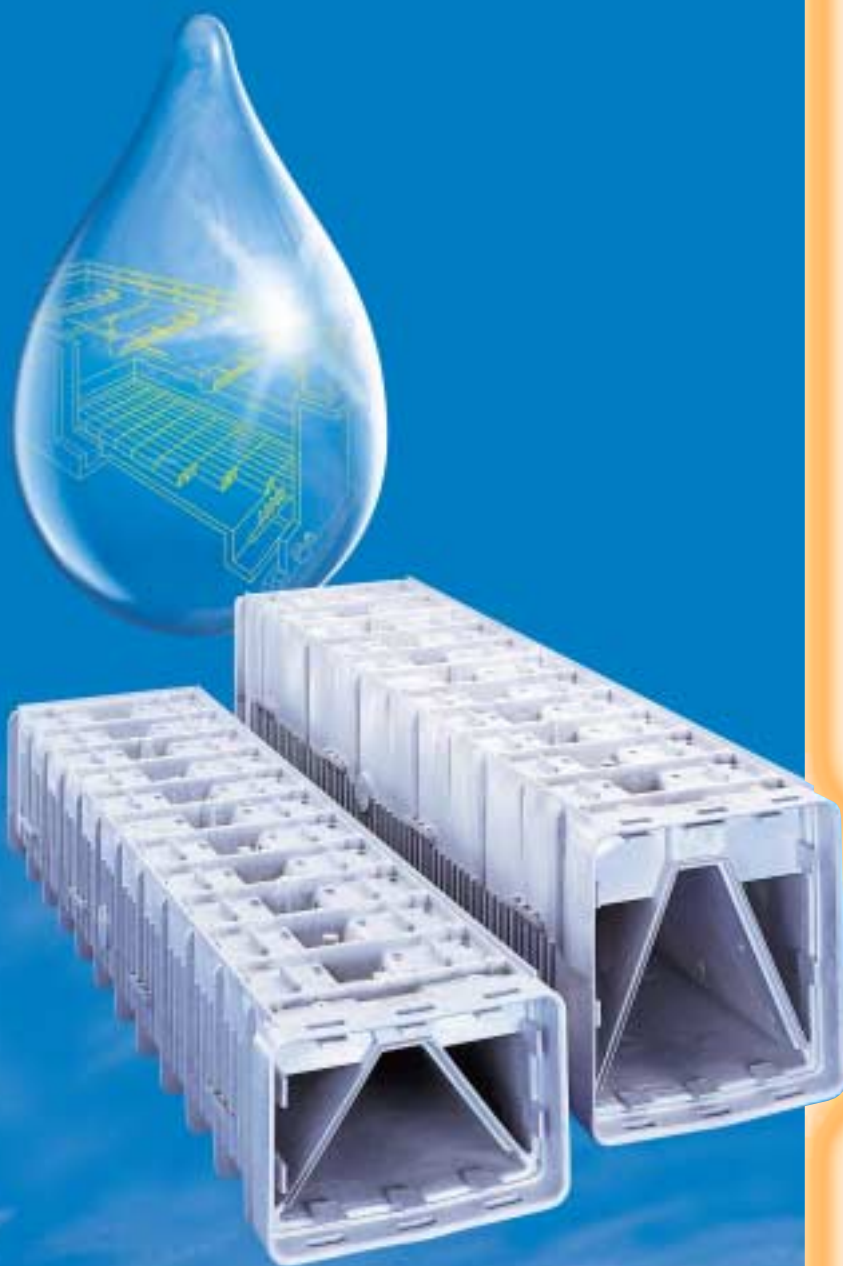
- *Incrementaron la capacidad de flujo (aprobada para la planta) de 4.731 a 6.308 m³/h.*
- *Contribuyeron significativamente a una muy baja turbidez, histórica, del agua.*
- *Redujeron el uso de floculantes químicos.*
- *Mejoraron el desempeño general de la planta.*
- *Nos permitió reducir el tiempo requerido de sedimentación, establecido por mandato del Departamento de Salud y Control Ambiental (DHEC), de 4 horas a 2.5 horas.*
- *Permitió una mejor flexibilidad operativa del personal de planta"*

Sam Scialdone
Superintendente de Planta

BRENTWOOD
INDUSTRIES

610 Morgantown Road, Reading, PA 19611
Teléfono 610.236.1100
Fax 610.736.1280
Email wwsales@brentw.com
Website BrentwoodProcess.com

Falso fondo Leopold®



Tipo S,™ La Tecnología que Marca el Paso de Leopold Company. Parte de un sistema de filtración de agua, potable o residual.

La Tecnología de Falso Fondo Tipo S Se Beneficia de las Ventajas que Sólo Leopold Ofrece

Mejora en el Rendimiento para Resultados Superiores

Debido a que el flujo ascendente de aire a través de otros falsos fondos crea zonas de baja presión, algunos orificios se quedan sin flujo o en algunos casos, este se revierte. Leopold ha diseñado un canal de recuperación de agua en su tecnología Tipo S™ de falso fondo para asegurar un flujo de aire continuo y uniforme desde los orificios superiores. Este canal ha sido diseñado para ayudar al agua a reintroducirse en el falso fondo y balancear las áreas de baja presión. Esto ha mejorado considerablemente el rendimiento del falso fondo y provee resultados superiores, particularmente por su diseño dual paralelo.

Los resultados de la tecnología Tipo S son reales:

- Rango más amplio de flujo de aire, ahora de 18.23 m/h a 91.43 m/h.
- Mejor estabilidad de aire bajo todas las condiciones de operación en el cual todos los orificios suministran un flujo de aire continuo y uniforme.
- Mínima mala distribución, menor de un 5% total.



Hay una tecnología Tipo S de Leopold disponible para cada diseño de filtros, el cual lo convierte verdaderamente en un falso fondo Universal.



La tecnología S del falso fondo Leopold posee un canal de recuperación de agua único para un barrido de aire superior y alto rendimiento en el retrolavado.

Mejor Limpieza del Medio Filtrante

Todos los falsos fondos Leopold de tecnología S tienen orificios con menos espacio entre sí que no se atascan y proporcionan una distribución uniforme de aire y agua de retrolavado. Esto hace más que sólo proveer una operación sin problemas, mejora la limpieza del medio filtrante.

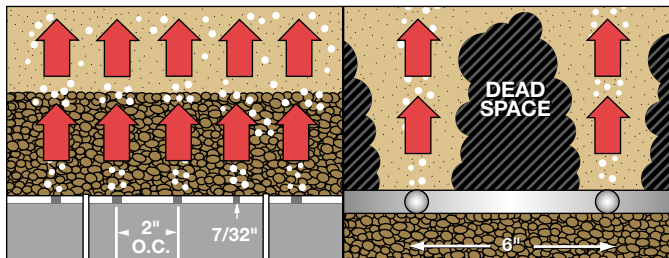
En otros diseños de falso fondo en los cuales el espaciamiento de los orificios es más amplio, pueden presentarse zonas con espacios muertos. Esto significa que el aire no alcanza todo el medio filtrante para barrerlo. El espaciado menor de los orificios del falso fondo Leopold de tecnología Tipo S, previene la formación de zonas muertas, y como consecuencia, todo el medio filtrante se expone a la acción de limpieza del aire con la tecnología Tipo S del falso fondo Leopold.

Limpieza de Pulso Colapsado Para Cualquier Configuración de Medio Filtrante.

La distribución amplia y uniforme de la tecnología Tipo S del falso fondo Leopold, permite configuraciones variadas del medio filtrante que se benefician de la limpieza de pulso colapsado durante el retrolavado concurrente (aire y agua simultáneamente). Otros falsos fondos limitan el flujo de aire, y esto puede eliminar la posibilidad de la limpieza de este tipo.



Una mejor acción en el barrido de aire, una mejor limpieza del medio filtrante, es el resultado de los orificios a corto espacio y a prueba de atascamientos que permiten una distribución uniforme de aire a todo lo largo de las hileras de falsos fondos.



A la izquierda se muestran los orificios con menor espacio entre sí e inatascables de la tecnología S del falso fondo Leopold, suministrando una distribución de aire y agua uniforme durante el retrolavado del filtro para una operación sin problema. Cuando se tienen orificios espaciados más ampliamente, puede ocurrir una limpieza ineficiente debido a las zonas muertas.

Niveles Más Tolerantes

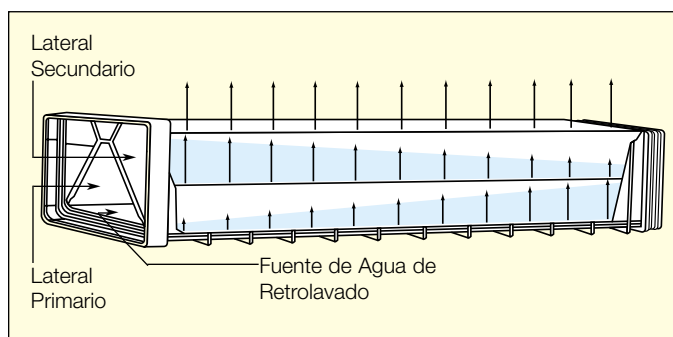
Los falsos fondos mas viejos requieren niveles de ± 3.2 mm. Los falsos fondos de tecnología Tipo S, tienen una membrana interna para reducir la sensibilidad del aire y permitir su instalación a un nivel de ± 6.4 mm, el cual es más flexible en aquellas instalaciones viejas donde las tolerancias no son tan rígidas.

Economía de Instalación y Operación

Más flexibilidad en la tolerancia de nivel de instalación, significa una instalación más simple que se traduce en costos más bajos de construcción. La mejora en el rendimiento del filtro significa agua más limpia, corridas más largas entre retrolavados, y costos de operación menores por litro de agua filtrada.



La instalación es más fácil con el falso fondo Leopold de Tecnología Tipo S porque se puede fijar a un nivel de ± 6.4 mm (a la izquierda). El ensamblado de las hileras es más fácil debido a que los bloques simplemente se unen para formar hileras resistentes a las fugas y con una distribución eficiente (a la derecha).

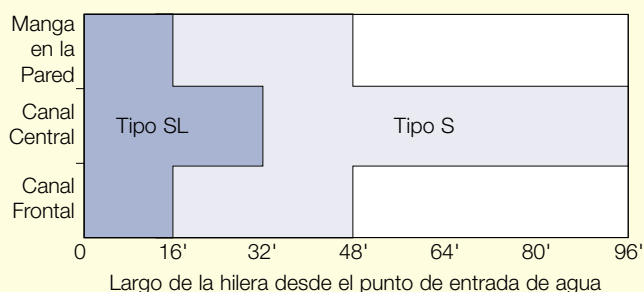


El diseño dual paralelo del cual Leopold Company es la pionera, asegura una distribución de aire y agua uniforme en cada orificio de dispersión aun en longitudes de hasta 30 m en instalaciones de canal central. Debido a que más agua y aire fluyen a través de los orificios en las hileras más retiradas de la fuente de agua, las variantes de descargas existen a lo largo de la longitud en la cámara primaria de las hileras. El flujo no balanceado desde las hileras alimentadoras, crea un flujo opuesto formando una hilera compensante con presión uniforme a través de toda su longitud.

Hay Una Tecnología Tipo S™ en los falsos fondos Leopold® Para Cada Diseño de Filtro

El falso fondo Universal® Tipo S™ de Leopold®, es ideal en las instalaciones que requieren hileras largas. El falso fondo Universal Tipo SL™ de Leopold, tiene un perfil 102 mm más bajo que lo hace ideal en filtros de poca profundidad en los cuales se requiere un medio filtrante con más profundidad. Ambos tienen Tecnología S desarrollada por Leopold para barrido de aire superior y alto rendimiento en el retrolavado. Con la tecnología Tipo S disponible para cada diseño de filtro, solamente Leopold ofrece un falso fondo verdaderamente "Universal."

Guía de Aplicaciones para el falso fondo Leopold de Tecnología Tipo S



Aplicaciones de Filtro para el falso fondo Universal de Leopold de Tecnología Tipo S y SL

- Turbiedad
- Suavizamiento de Cal
- Remoción de Hierro y Manganeseo
- Remoción de Sólidos en Tratamiento de Aguas Residuales
- Desnitrificación
- Cualquier proceso de Aguas Residuales y Potables

Más características del falso fondo Universal de Leopold de Tecnología Tipo S y SL

- 75 años de experiencia.
- Liviano para facilitar su instalación
- Construido de Polietileno de Alta Densidad para fortaleza y resistencia a la corrosión
- Superficie lisa para reducir el potencial de la incrustación.

La placa IMS® Cap elimina la necesidad de la grava de soporte.

Los falsos fondos Tipo S y SL, pueden ser especificados con la placa IMS Cap (Placa Integral de Soporte al Medio) de la Leopold que viene instalada de fábrica.

Otra innovación tecnológica de Leopold, la placa IMS Cap fue desarrollada como reemplazo de la grava de soporte en los filtros equipados con los falsos fondos de cámaras duales y paralelas. Cuando se elimina la grava de soporte, la profundidad total del filtro es aumentada, permitiendo así una profundidad mayor del lecho filtrante. Además, esta placa se remueve fácilmente para su inspección o para el cambio del medio filtrante, por ejemplo carbón activado.

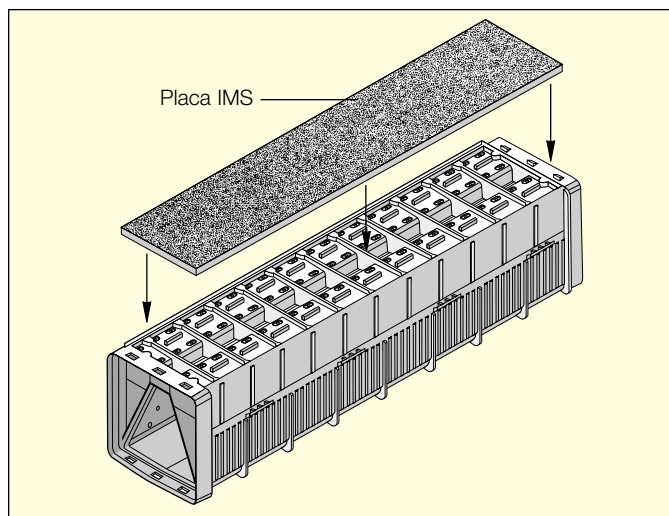
La Ventaja del Sistema de Filtro Leopold a Trabajar para Usted.

Leopold ha agrupado una variedad de tecnologías, lo cual nos proporciona la habilidad para diseñar la ingeniería del sistema completo de filtración para virtualmente cualquier diseño o requisitos de operación. La tecnología Tipo S de falso fondo es solamente una de esas tecnologías. Cuando Leopold suministra el falso fondo Tipo S como parte de un paquete del filtro, podemos asegurar rendimiento y resultados de proceso.

Con tecnología de punta, más 75 años de conocimientos de proceso, experiencia y pericia, y con un apoyo sin paralelo, todo para asegurar el rendimiento del filtro y los resultados del proceso. Esta es la ventaja del sistema de filtración Leopold.

Especificaciones Técnicas del falso fondo Leopold de tecnología S™

	Tipo S	Tipo SL
Material	Polietileno de Alta Densidad	Polietileno de Alta Densidad
Tamaño	Largo - 1.22 m (Nominal) Ancho - 0.28 m (Nominal) Alto - 0.30 m (Nominal)	Largo - 1.22 m (Nominal) Ancho - 0.28 m (Nominal) Alto - 0.20 m (Nominal)
Peso	11.4 kg (Aproximadamente)	8.6 kg (Aproximadamente)



Beneficios de la Placa IMS® Cap de Leopold

- Elimina la grava de soporte
- Liviana
- Cambio fácil a medio filtrante más profundo o carbón
- Distribución de flujo comprobada
- Removible para inspección
- Compatible con las sustancias químicas de tratamiento de agua



The F.B. Leopold Company Inc.
227 South Division Street
Zelienople, PA 16063
Telephone: (724) 452-6300
Fax: (724) 452-1377

www.FBLEopold.com

Para asegurar la calidad, especifique a Leopold como su fuente única en :

- Equipo de Filtración
- Productos de Fibra de Vidrio
- Controles de Filtros
- Instrumentación
- Clarificación
- Flotación por Aire Disuelto (DAF)
- Fabricación de Membrana
- Medios Filtrantes
- Rehabilitación de Filtros

DATASHEET

No. 2201
Aug 2010

NORIT® GAC 1240

GRANULAR ACTIVATED CARBON

NORIT GAC 1240 is a granular activated carbon produced by steam activation of select grades of coal. As a result of a unique patented activation process and stringent quality control, **NORIT GAC 1240** offers excellent adsorption properties and is recommended for removal of impurities from water and industrial process applications. **NORIT GAC 1240** meets all AWWA B100 and B604 standards for potable water use. **NORIT GAC 1240** is Kosher certified and meets NSF/ANSI Standard 61.

Product Specifications

Iodine number, mg/g	1020 min.
Molasses number	230 min.
Abrasion number (AWWA)	75 min.
Moisture, % as packed	2 max.
Mesh size (U.S. Sieve Series)	
Greater than 12 mesh (1.70 mm), %	5 max.
Less than 40 mesh (0.42 mm), %	4 max.

Typical Properties*

Apparent density, vibrating feed, g/mL	0.49
lb/ft ³	31
Bed density, backwashed and drained, lb/ft ³	27
Effective size, mm	0.65
Uniformity coefficient	1.6
Food Chemical Codex	Passes

*For general information only, not to be used as purchase specifications.

Packaging/Transportation

Standard package is woven polypropylene bulk bags with a net weight of 1,000 lb.

Activated carbon (NOT REGULATED)

Exempt from DOT, IATA, and IMDG regulations

Import/Export classification: 3802.10.0000 (HS Tariff Classification)

Domestic Freight Classification: NMFC 040560

CAS # 7440-44-0

Material Handling

Wet activated carbon depletes oxygen from air and, therefore, dangerously low levels of oxygen may be encountered. Whenever workers enter a vessel containing activated carbon, the vessel's oxygen content should be determined and work procedures for potentially low oxygen areas should be followed. Appropriate protective equipment should be worn. Avoid inhalation of excessive carbon dust. No problems are known to be associated in handling this material. Please see the product Material Safety Data Sheet for details. Long-term inhalation of high dust concentrations can lead to respiratory impairment. Use forced ventilation or a dust mask when necessary for protection against airborne dust exposure (see Code of Federal Regulations - Title 29, Subpart Z, par. 1910.1000, Table Z-3).

(continued on reverse side)

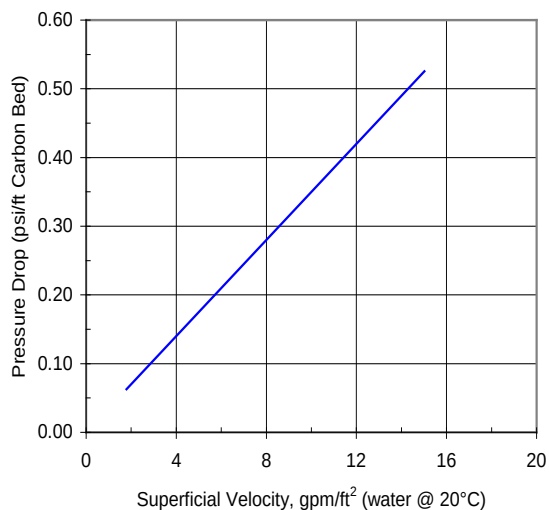
DATASHEET

No. 2201
Aug 2010

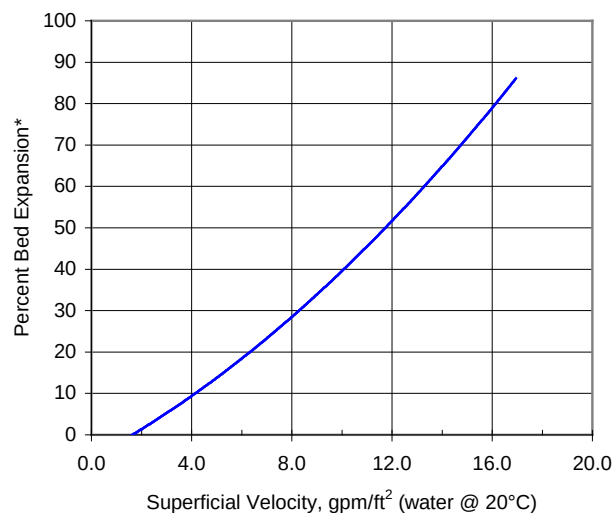
NORIT[®] GAC 1240 (continued)

Engineering Data

**Pressure Drop Curve
for NORIT GAC 1240**



**Bed Expansion Curve
for NORIT GAC 1240**



***Expansion is expressed as percent of
the backwashed and settled bed depth.**

Note: Any specification given was valid at time of issuance of the publication. However, we maintain a policy of continuous development and reserve the right to amend any specification without notice.

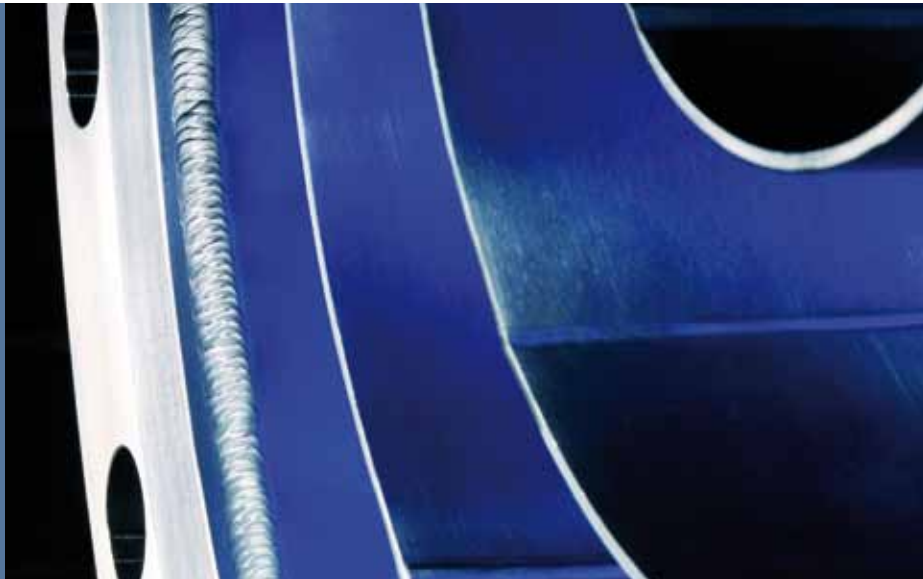
WEDECO

WEDECO Quadron™ UV System

Reliable UV disinfection from every angle



WEDECO Quadron™ UV System



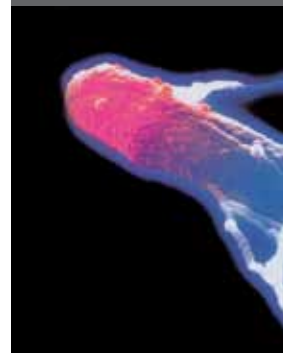
The deactivation of bacteria, viruses and parasites with the help of ultra-violet (UV) light is a tried-and-tested environmentally friendly disinfection method.

The WEDECO Quadron™ system is the ideal solution whenever the space available for installing a UV disinfection system is at a premium. With a reactor length of just 47.24" (1,200 millimeters) and a maximum flowrate of 26 MGD (4,100 m³/h), this UV system offers tremendous flexibility and capability for water treatment plants large and small.

The unique shape, in conjunction with the patented OptiCone™ flow diverter at the inlet, guarantees excellent flow conditions at every installation situation. Even with a close coupled 90 degree bend, the OptiCone™ still ensures even flow distribution without turbulence or cavitation.

Fitted with variable power medium pressure UV lamps, the Quadron™ system is designed for high performance in order to ensure successful disinfection and is ready for every eventuality.

The chemical-free cleaning system and one sensor-per-lamp monitoring system ensure that the correct UV dose is always applied.



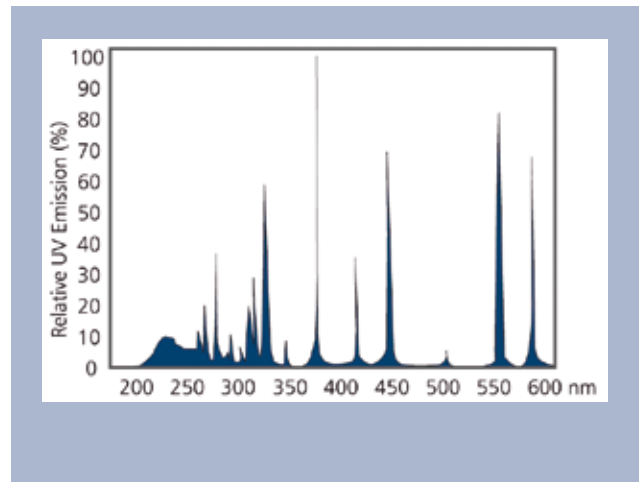
The ultraviolet light changes the hereditary information (DNA) of the germs and thereby prevents further cell division. More than 99.99% of all pathogens can thus be rendered harmless in a matter of seconds.

Better Safe than Sorry

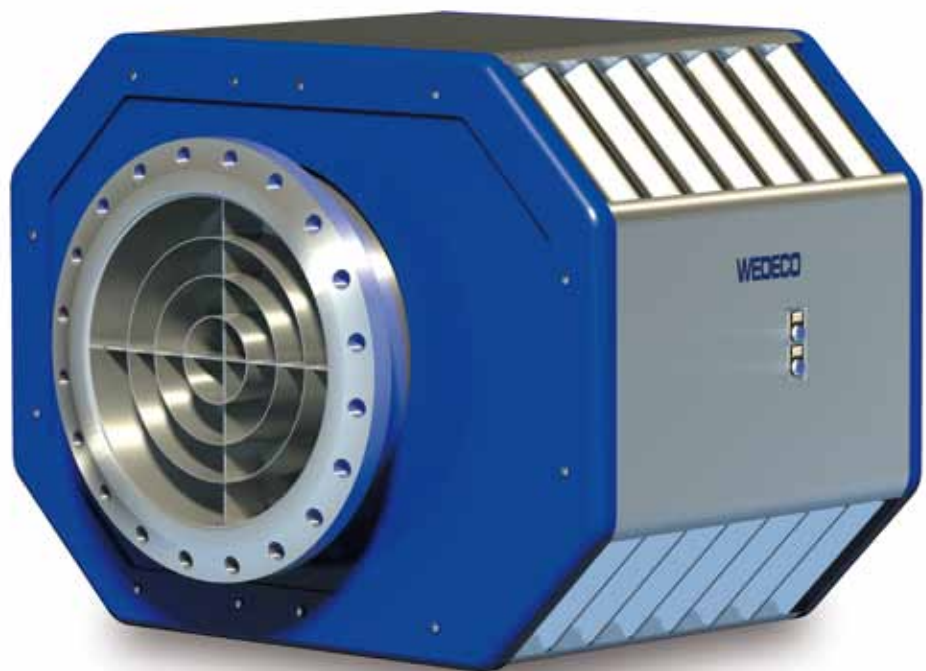
The safest choice in the medium pressure range

During the validation of the WEDECO Quadron™ system in accordance with the US Environmental Protection Agency's UV Disinfection Guidance Manual (UVDGM), not only different quartz sleeves materials have been tested but also other influencing factors, such as the spectral absorption of the water (between 200 and 320 nm).

As a result of the extensive validation testing conducted for the Quadron™ unit, it is a safe design for a medium pressure drinking water system with due consideration of all influencing parameters.



Thanks to its compact dimensions, high UV performance and optimized flow conditions, the WEDECO Quadron system is the ideal alternative to chlorination systems or out-dated UV systems.



Efficient Disinfection, Through Superior Design



From the bend to the straight

The patented OptiCone™ flow diverter is the result of intensive development work using complex Computational Fluid Dynamics (CFD) simulations. Using its three guide pipes, the diverter channels the flow for optimum distribution across the lamps. Even with 90 degree feeds, the OptiCone™ still achieves even flow distribution without turbulence or cavitation.

Field bus reduces installation effort

A compact junction box is used to gather all sensor signals, and field bus technology is used to transfer these to the control cabinet. This considerably reduces the wiring work required locally and makes the installation less susceptible to electrical interference signals.



Consistent performance across the entire length

The WEDECO Multiray™ high performance medium pressure UV lamps span the entire radiation chamber, irradiating the complete water column. This ensures even disinfection right into the last corner. Each Multiray™ lamp is monitored by its own US EPA-compliant UV sensor. A chemical-free cleaning system cleans the quartz sleeves and the windows of the sensors automatically, thereby guaranteeing a consistent high level of disinfection.



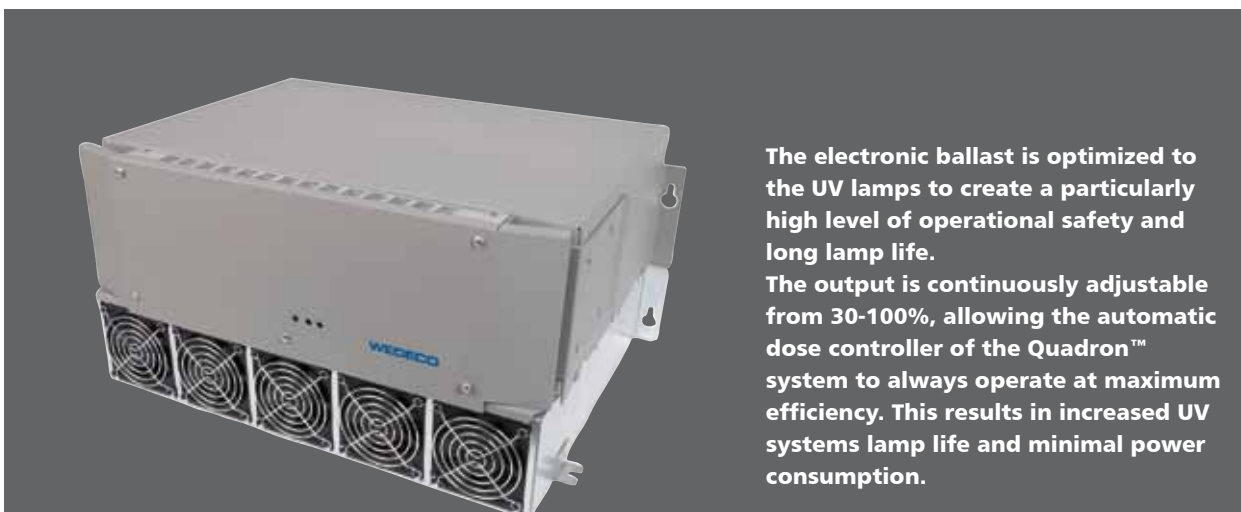


Maintenance made easy

All fittings are easy to access and are arranged along one side to simplify regular maintenance. In addition to UV lamps, it is also possible to replace the sensors quickly and easily without having to empty the radiation chamber. A service hatch enables work to be carried out inside the system. The wiper rings can be changed with ease without requiring tools.

Square design reduces pressure loss

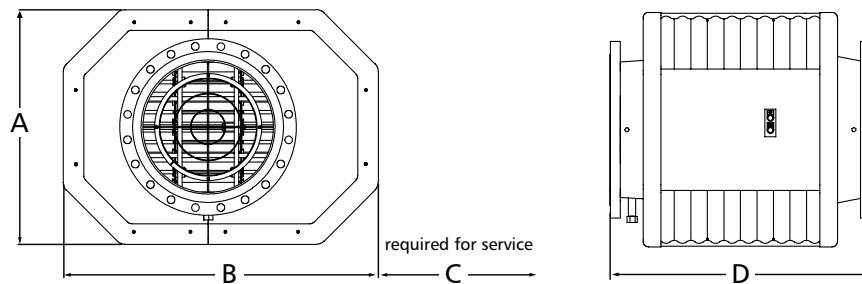
Unlike other medium pressure systems, the square design means that there are no dead zones in the flow. This assures that there is very little head loss and no need for additional pumps either upstream or downstream. Combined with the OptiCone™ the design results in optimal flow distribution.



The electronic ballast is optimized to the UV lamps to create a particularly high level of operational safety and long lamp life.

The output is continuously adjustable from 30-100%, allowing the automatic dose controller of the Quadron™ system to always operate at maximum efficiency. This results in increased UV systems lamp life and minimal power consumption.

Optimal Dimensions for Safe Disinfection



System	
Max. flow capacity	26 MGD (4,100 m ³ /h)
Standards	CE, UL
Certificates & Validations	US EPA (UVDGM)
UV Reactor	
Material	SS 316L, pickled
Flange connections	DN 600 PN 10/ ANSI 24"
Dimensions approx.	42" (A 1078 mm) 57" (B 1448 mm) 47.24" (C 1200 mm) 47.24" (D 1200 mm)
Volume approx.	105.67 gal (400 l)
Total weight, dry approx.	1760 lbs (800 kg)
Operating pressure, max.	145 psi (10 bar)
Mounting	horizontally or vertically
Reactor case	optional
Flow diverter	yes
Automatic wiping system	yes
UV Lamps	
Type	WEDECO Multiray™ Lamp
Quantity	5
Dose pacing (PLC controlled)	30-100%
Calibrated UV Monitoring System	
UV sensor	Germicidal acc. to US EPA requirements
Standard output signal	0/4 – 20 mA
UV Sensor Quantity	5
Electrical Cabinet	
Type	Painted sheet steel enclosure, stand-alone
Weight approx.	1650 lbs (750 kg)
Power supply	400-480 V / 50 – 60 Hz (TN-net)
Dimensions approx.	6' x 7' x 2' (1800 x 2100 x 600 mm)
Mains terminals	3ph, PE

Engineering & Expertise

Our broad knowledge and unrivalled expertise in the field of disinfection along with our full range of highly-developed UV systems make WEDECO a reliable partner for the application of UV technology in the treatment of drinking water.



Original WEDECO spare parts feature high quality standards and guarantee you excellent disinfection performance for your systems. The manufacturer, system and process guarantees remain in place, while conformity with regional standards and directives is assured.

Know-how in treatment technology

You can rely on the know-how of our engineers and technicians to help you choose the right system for your needs. All recommendations for the design of your system are based on many years of experience, complex calculation methods, and compliance with local validation and certification standards.

TotalCare Service

Our global network of local service centers and partners offer comprehensive service to support secure, efficient and reliable operation. Our goal is to support our customers by maintaining their systems for the duration of their service life. This is reflected in our solutions, which include proactive maintenance activities, thereby increasing the reliability of your system and optimizing its energy consumption.



What can ITT Water & Wastewater do for you?

Integrated solutions for fluid handling are offered by ITT Water & Wastewater as a world leader in transport and treatment of wastewater. We provide a complete range of water, wastewater and drainage pumps, equipment for monitoring and control, units for primary and secondary biological treatment, products for filtration and disinfection, and related services. ITT Water & Wastewater, headquartered in Sweden, operates in over 140 countries across the world, with plants in Europe, China and North and South America. The company is wholly owned by the ITT Corporation of White Plains, New York, supplier of advanced technology products and services.

To find ITT Water & Wastewater products near you, please visit:

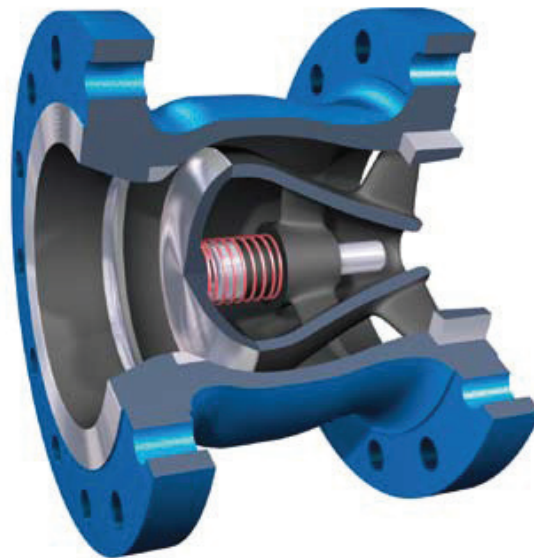
www.us.ittwww.com

WEDECO

ITT Water & Wastewater
14125 S. Bridge Circle
Charlotte, NC 28273
Tel 704-409-9700
Fax 704-295-9080

NRV-ZK

- Non-slam closure
- Very low pressure loss
- Short face-to-face length
- Low weight
- Metal sealing
- Maintenance free
- DN 25 (1") to DN 300 (12")
- Up to PN 400 (ANSI 2500)



The **NRV-ZK** is the advanced development of the well proven type NRV-Z.

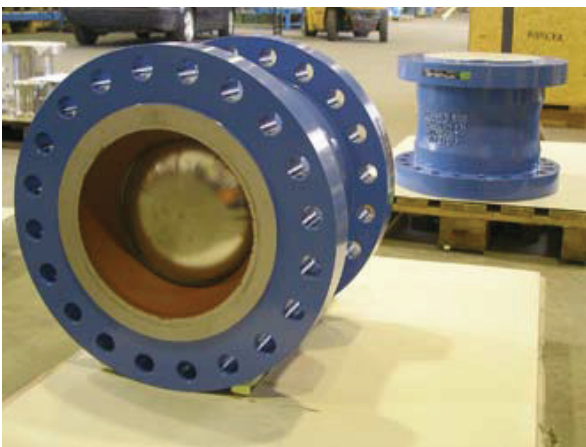
It is characterized by shorter face-to-face lengths and lower pressure losses.

The **NRV-ZK** is suitable for all kind of liquid and gaseous fluids and all installation positions.

We only use metallic materials, but on request soft sealing can be offered.

Flanged in acc. with EN, ANSI, MSS, etc.

Welding or hub ends on request.



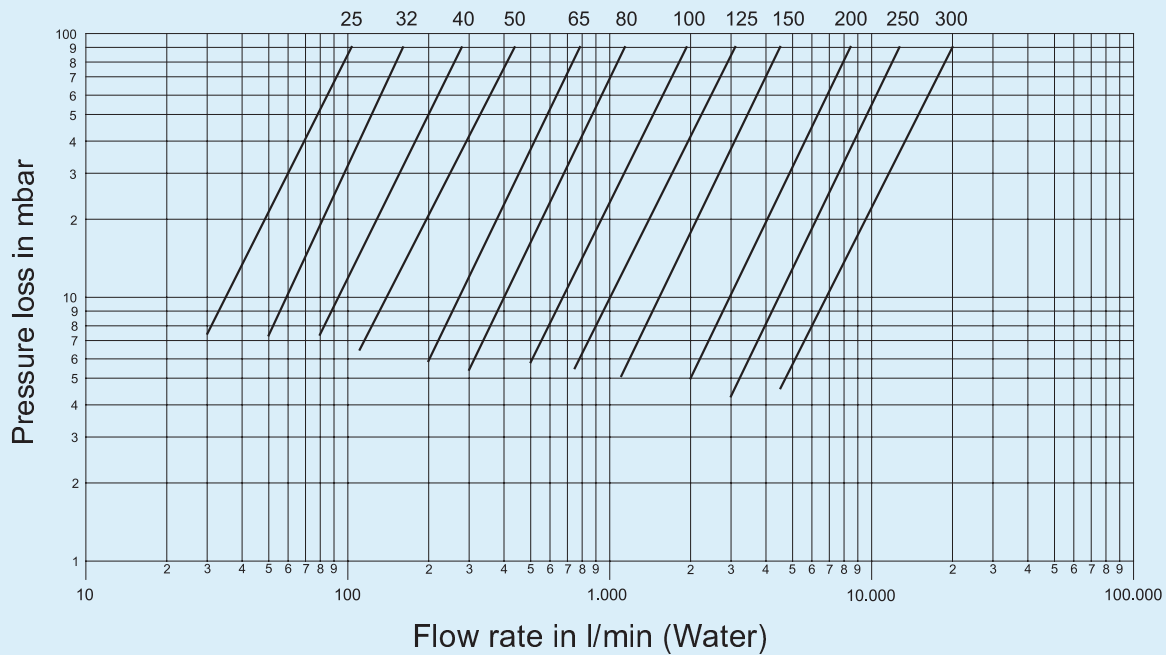
NRV-ZK 300 PN 100 (12" ANSI 600)



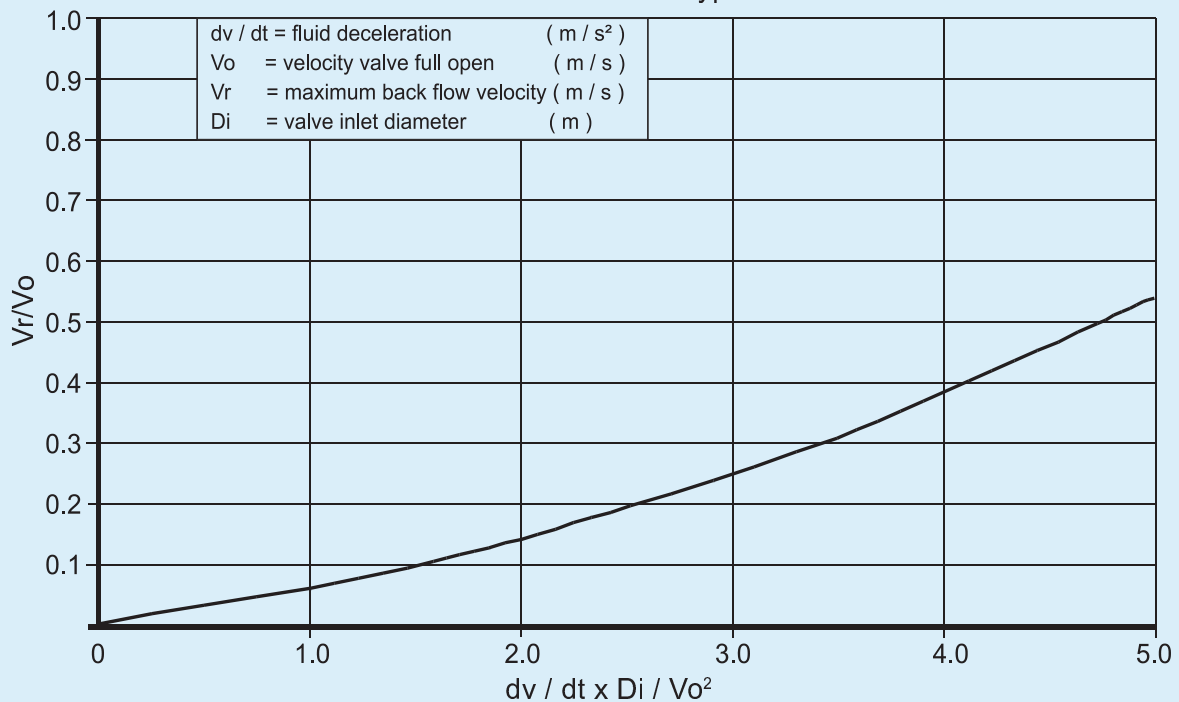
NRV-ZK 25 PN 25 (1" ANSI 150)

Characteristics

Pressure losses Nozzle Check Valves Type **NRV-ZK**
Valve fully open at 1,0 m/s (Water)



Dimensionsless Dynamic Curve of the
Nozzle Check Valve Typ **NRV-ZK**





Características del producto y preferencias

- Longitud brida-brida según EN 558-1, línea base 15 - desde DN 500 1,5 x DN
- Con conexión bridada en ambos lados según EN 1092-2
- Válvula de regulación de paso recto
- Con dispositivo de regulación adaptado
- Fuerzas de accionamiento mínimas mediante pistón de válvula descargado de presión
- Guía de flujo de rotación simétrica
- Sección transversal del flujo de forma anular en cada posición de apertura
- Movimiento longitudinal del casquillo de cierre mediante mecanismo de manivela
- Con engranaje de tornillo sin fin autobloqueante incluyendo indicador de posición
- Con actuador eléctrico
- El sellado del cierre fuera de la zona sin flujo minimiza las manifestaciones de desgaste
- Guías del pistón resistentes al desgaste, anticorrosivas y a prueba de infiltraciones en el cuerpo mediante soldeo de recargue de superacabado de bronce

Materiales

- Cuerpo: Hierro fundido dúctil EN-JS 1030 (GGG-40)
- Guía del pistón: Soldero de recargue de bronce
- Pistones: Acero inoxidable 1.4301
- Sellado del cierre: EPDM
- Partes internas: Acero inoxidable (excepción: > DN 600 mecanismo de manivela de EN-JS 1030 (GGG-40))
- Tornillos: Acero inoxidable A4 (DIN EN ISO 3506)
- Casquillo del cojinete: Bronce
- Tornillos de ojo para suspender: Acero galvanizado 1.0401 (C15)

Protección anticorrosiva

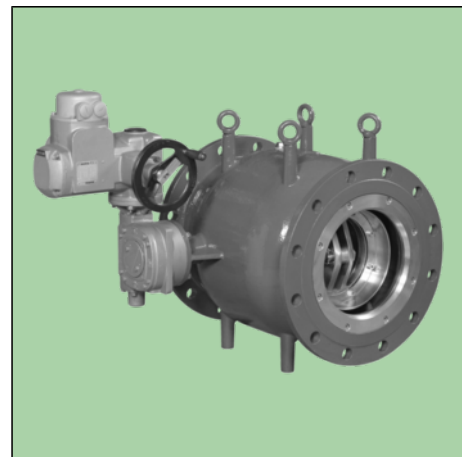
- Recubrimiento epóxico interior y exterior

Variantes

- Versión estándar como está descrito
- Diseños especiales disponibles a pedido
- Con cilindro ranurado para regular caídas de presión elevadas en aguas con partículas flotantes (Forma "SZ")
- Con cilindro perforado para regular caídas de presión elevadas (Forma "LH")
- Con borde de corte y cambio brusco en la sección transversal en el asiento (Forma "E")
- Con cilindro especial móvil corto (Forma "SPZ")
- Con doble cilindro fijo anti-cavitación (Forma "LD") para regulación de las altas diferencias de presión y óptima adaptación a las condiciones de las instalaciones.
- Con doble cilindro móvil anti-cavitación (Forma "LHD") para regulación de las altas diferencias de presión.
- Con cilindro fijo anti-cavitación (Forma "L") para regulación de las altas diferencias de presión y óptima adaptación a las condiciones de las instalaciones.

Campo de aplicación

- Instalación en cámara
- Instalación en plantas



Pruebas y aprobaciones

- Prueba de inspección final según EN 12266 (DIN 3230 Parte 4)

Datos operacionales

- Por favor especificar sus datos operacionales en el caso de consulta de precios/pedidos:
 - Volumen de flujo máximo y presión diferencial mínima
 - Volumen de flujo mínimo y presión diferencial máxima
 - Presión estática delante de la válvula
 - Presión estática detrás de la válvula
 - Presión dinámica delante de la válvula
 - Presión dinámica detrás de la válvula

Indicación

Para el diseño de válvulas, está a su disposición el software gratis VAG UseCAD®.

Las siguientes instrucciones de instalación y operación sirven de norma para una instalación competente y una operación segura

KAT-B 2014

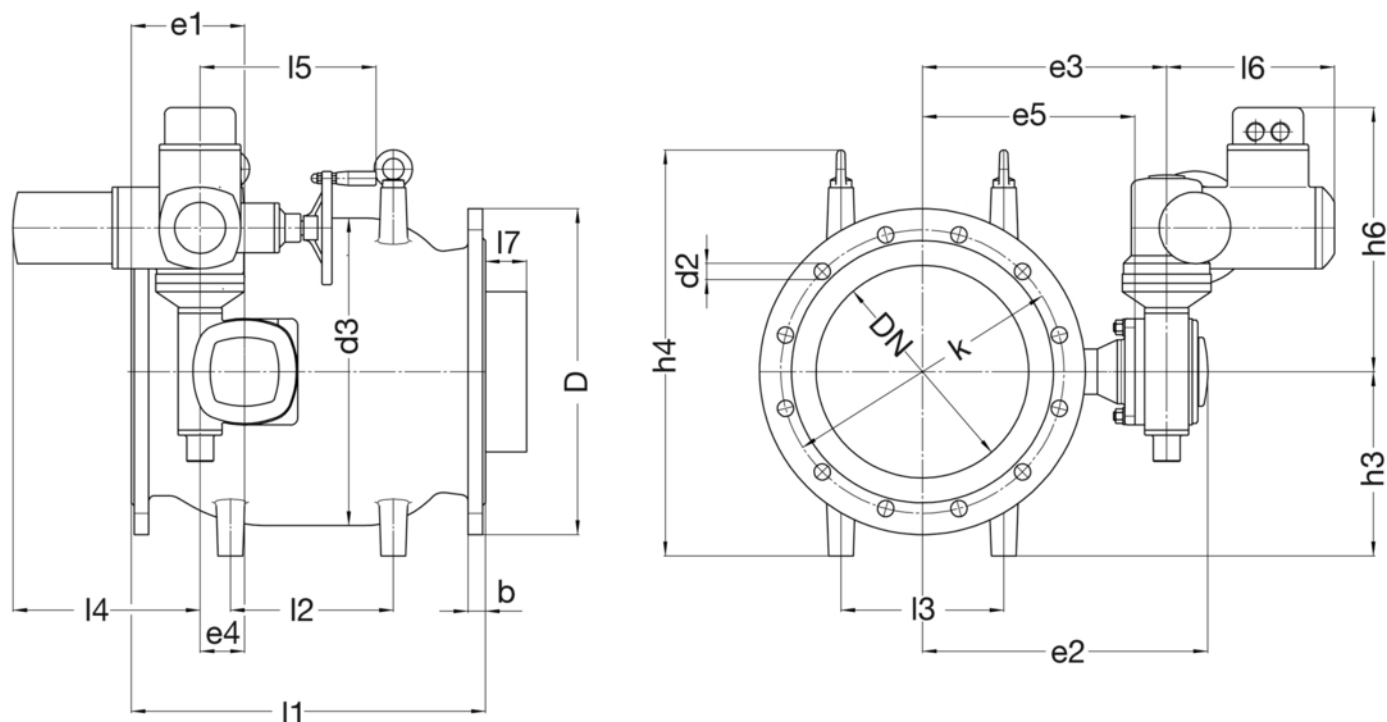
Campo de aplicación

DN	PN	Presión de operación máx. Admisible [bar]	Temperatura de operación máx. admisible para líquidos neutrales [°C]
150...1200	40	40	50
150...1600	25	25	50
150...2000	16	16	50
150...2000	10	10	50

Prueba de presión según EN 12266

Presión de prueba en el cuerpo con agua [bar]	Presión de prueba en el cierre con agua [bar]
60	44
37,5	28
24	18
15	11

Plano



Detalles Técnicos

PN 40

DN		150	200	250	300	400	450	500	600	700	800	900	1000
D	[mm]	300	375	450	515	660	685	755	890	995	1140	1250	1360
b	[mm]	26	30	34,5	39,5	48	49	52	58	64	65	76	80
d2	[mm]	28	31	34	34	41	41	44	50	48	56	56	56
d3	[mm]	236	302	371	434	575	632	711	840	998	1127	1258	1380
e1	[mm]	130	150	145	160	170	150	175	280	315	400	420	460
e2	[mm]	328	328	403	403	518	518	629	654	800	797	880	1016
e3	[mm]	270	270	345	345	467	467	550	575	725	725	800	898
e4	[mm]	63	63	63	63	80	80	100	100	125	125	160	160
e5	[mm]	225	225	300	300	410	410	475	500	650	650	725	800
h3	[mm]	155	190	230	260	335	345	385	460	520	600	650	720
h4	[mm]	355	425	513	573	741	761	841	1010	1150	1309	1428	1568
h6	[mm]	398	398	398	398	405	405	534	534	525	534	534	655
k	[mm]	250	320	385	450	585	610	670	795	900	1030	1140	1250
l1	[mm]	350	400	450	500	600	650	750	900	1050	1200	1350	1500
l2	[mm]	130	130	170	230	300	350	400	500	560	600	700	750
l3	[mm]	140	140	170	230	300	350	400	500	560	600	700	750
l4	[mm]	264	264	264	264	282	282	282	282	282	282	282	384
l5	[mm]	249	249	249	249	256	256	256	256	256	256	256	336
l6	[mm]	237	237	237	237	247	247	247	247	247	247	247	285
l7	[mm]	48	68	83	94	127	144	153	150	195	244	275	292
Tipo de actuador		SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 10.2	SA 10.2	SA 10.2	SA 10.2
Cantidad de agujeros		8	12	12	16	16	20	20	20	24	24	28	28
Peso aprox. sin cilindro	[kg]	95	140	205	235	420	490	695	1145	1725	2225	2825	4150
Espacio requerido [m³] aprox. con actuador eléctrico		0,190	0,230	0,310	0,360	0,590	0,660	0,900	1,300	1,500	2,600	3,500	4,600



Detalles Técnicos

PN 40

DN	1200
D	[mm] 1575
b	[mm] 88
d2	[mm] 62
d3	[mm] 1645
e1	[mm] 560
e2	[mm] 1136
e3	[mm] 1040
e4	[mm] 200
e5	[mm] 950
h3	[mm] 850
h4	[mm] 1828
h6	[mm] 745
k	[mm] 1460
l1	[mm] 1800
l2	[mm] 800
l3	[mm] 800
l4	[mm] 282
l5	[mm] 256
l6	[mm] 247
l7	[mm] 363
Tipo de actuador	SA 10.2
Cantidad de agujeros	32
Peso aprox. sin cilindro	[kg] 5525
Espacio requerido [m³] aprox. con actuador eléctrico	7,000

PN 25

DN	150	200	250	300	400	450	500	600	700	800	900	1000
D	[mm] 300	360	425	485	620	670	730	845	960	1085	1185	1320
b	[mm] 26	22	24,5	24,5	32	34,5	41,5	42	46,5	51	55,5	60
d2	[mm] 28	28	31	31	37	37	37	41	44	50	50	57
d3	[mm] 236	302	371	434	575	632	711	840	998	1127	1258	1380
e1	[mm] 130	150	145	160	170	150	175	280	315	400	420	460
e2	[mm] 328	328	403	403	518	518	629	654	800	797	880	1016
e3	[mm] 270	270	345	345	467	467	550	575	725	725	800	898
e4	[mm] 63	63	63	63	80	80	100	100	125	125	160	160
e5	[mm] 225	225	300	300	410	410	475	500	650	650	725	800
h3	[mm] 155	190	230	260	335	345	385	460	520	600	650	720
h4	[mm] 355	425	513	573	741	761	841	1010	1150	1309	1428	1568
h6	[mm] 398	398	398	398	405	405	534	534	525	534	534	655
k	[mm] 250	310	370	430	550	600	660	770	875	990	1090	1210
l1	[mm] 350	400	450	500	600	650	750	900	1050	1200	1350	1500
l2	[mm] 130	130	170	230	300	350	400	500	560	600	700	750
l3	[mm] 140	140	170	230	300	350	400	500	560	600	700	750
l4	[mm] 264	264	264	264	282	282	282	282	282	282	282	384
l5	[mm] 249	249	249	249	256	256	256	256	256	256	256	336
l6	[mm] 237	237	237	237	247	247	247	247	247	247	247	285
l7	[mm] 48	68	83	94	127	144	153	150	195	244	275	292
Tipo de actuador	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 10.2	SA 10.2	SA 07.6	SA 10.2
Cantidad de agujeros	8	12	12	16	16	20	20	20	24	24	28	28
Peso aprox. sin cilindro	[kg] 95	130	180	205	365	430	635	1045	1625	2055	2625	3825
Espacio requerido [m³] aprox. con actuador eléctrico	0,190	0,230	0,310	0,360	0,590	0,660	0,900	1,300	1,500	2,600	3,500	4,600

VAG RIKO® Válvula de paso anular cuerpo de una sola pieza, con actuador eléctrico



Agua

Detalles Técnicos

PN 25

DN		1200	1400	1600
D	[mm]	1530	1755	1975
b	[mm]	69	74	81
d2	[mm]	57	62	62
d3	[mm]	1645	1920	2244
e1	[mm]	560	650	725
e2	[mm]	1136	1359	1609
e3	[mm]	1040	1240	1490
e4	[mm]	200	250	250
e5	[mm]	950	1100	1350
h3	[mm]	850	1000	1200
h4	[mm]	1828	2187	2608
h6	[mm]	745	815	970
k	[mm]	1420	1640	1860
l1	[mm]	1800	2100	2500
l2	[mm]	800	1000	1200
l3	[mm]	800	1000	1200
l4	[mm]	282	283	384
l5	[mm]	256	254	336
l6	[mm]	247	248	384
l7	[mm]	363	430	480
Tipo de actuador		SA 10.2	SA 10.2	SA 14.6
Cantidad de agujeros		32	36	40
Peso aprox. sin cilindro	[kg]	5225	8625	17350
Espacio requerido [m ³] aprox. con actuador eléctrico		7,000	11,243	19,000

PN 16

DN		150	200	250	300	400	450	500	600	700	800	900	1000
D	[mm]	285	340	405	460	580	640	715	840	970	1025	1125	1255
b	[mm]	26	22	24,5	24,5	28	30	31,5	36	39,5	43	46,5	50
d2	[mm]	22	23	28	28	31	31	34	37	37	40	41	44
d3	[mm]	236	302	371	434	575	632	711	840	998	1127	1258	1380
e1	[mm]	130	150	145	160	170	150	175	280	315	400	420	460
e2	[mm]	328	328	403	403	518	518	629	654	800	797	880	1016
e3	[mm]	270	270	345	345	467	467	550	575	725	725	800	898
e4	[mm]	63	63	63	63	80	80	100	100	125	125	160	160
e5	[mm]	225	225	300	300	410	410	475	500	650	650	725	800
h3	[mm]	155	190	230	260	335	345	385	460	520	600	650	720
h4	[mm]	355	425	513	573	741	761	841	1010	1150	1309	1428	1568
h6	[mm]	398	398	398	398	405	405	534	534	525	534	534	655
k	[mm]	240	295	355	410	525	585	650	770	840	950	1050	1170
l1	[mm]	350	400	450	500	600	650	750	900	1050	1200	1350	1500
l2	[mm]	130	130	170	230	300	350	400	500	560	600	700	750
l3	[mm]	140	140	170	230	300	350	400	500	560	600	700	750
l4	[mm]	264	264	264	264	282	282	282	282	282	282	282	384
l5	[mm]	249	249	249	249	256	256	256	256	256	256	256	336
l6	[mm]	237	237	237	237	247	247	247	247	247	247	247	285
l7	[mm]	48	68	83	94	127	144	153	150	195	244	275	292
Tipo de actuador		SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 10.2	SA 10.2	SA 07.6	SA 10.2
Cantidad de agujeros		8	12	12	12	16	20	20	20	24	24	28	28
Peso aprox. sin cilindro	[kg]	95	130	170	195	330	375	575	1015	1525	1975	2575	3665
Espacio requerido [m ³] aprox. con actuador eléctrico		0,190	0,230	0,310	0,360	0,590	0,660	0,900	1,300	1,500	2,600	3,500	4,600



Detalles Técnicos

PN 16

DN		1200	1400	1600	1800	2000
D	[mm]	1485	1685	1930	2130	2345
b	[mm]	57	60	65	70	75
d2	[mm]	50	50	57	57	62
d3	[mm]	1645	1920	2244	2520	2800
e1	[mm]	560	650	725	840	900
e2	[mm]	1136	1359	1609	1998	2210
e3	[mm]	1040	1240	1490	1713	1925
e4	[mm]	200	250	250	315	315
e5	[mm]	950	1100	1350	1500	1700
h3	[mm]	850	1000	1200	1380	1540
h4	[mm]	1828	2187	2608	3058	3410
h6	[mm]	745	815	970	1203	1203
k	[mm]	1390	1590	1820	2020	2230
l1	[mm]	1800	2100	2500	2700	3000
l2	[mm]	800	1000	1200	1500	1600
l3	[mm]	800	1000	1200	1500	1600
l4	[mm]	282	283	384	384	384
l5	[mm]	256	254	336	329	329
l6	[mm]	247	248	384	285	285
l7	[mm]	363	430	480	590	620
Tipo de actuador		SA 07.6	SA 07.6	SA 14.2	SA 14.2	SA 14.2
Cantidad de agujeros		32	36	40	44	48
Peso aprox. sin cilindro	[kg]	5025	8225	17050	18000	25000
Espacio requerido [m³] aprox. con actuador eléctrico		7,000	11,243	19,000	27,000	37,000

PN 10

DN		150	200	250	300	400	450	500	600	700	800	900	1000
D	[mm]	285	340	395	445	565	615	670	780	895	1015	1115	1230
b	[mm]	26	22	24,5	24,5	28	30	31,5	36	395	43	46,5	50
d2	[mm]	22	22	23	23	28	28	28	31	31	34	34	37
d3	[mm]	236	302	371	434	575	632	711	840	995	1127	1258	1380
e1	[mm]	130	150	145	160	170	150	175	280	315	400	420	460
e2	[mm]	328	328	403	403	518	518	629	654	800	797	880	1016
e3	[mm]	270	270	345	345	467	467	550	575	725	725	80	898
e4	[mm]	63	63	63	63	80	80	100	100	125	125	160	160
e5	[mm]	225	225	300	300	410	410	475	500	650	650	725	800
h3	[mm]	155	190	230	260	335	345	385	460	520	600	650	720
h4	[mm]	355	425	513	573	741	761	841	1010	1150	1309	1428	1568
h6	[mm]	398	398	398	398	405	405	534	534	525	534	534	655
k	[mm]	240	295	350	400	515	565	620	725	840	950	1050	1160
l1	[mm]	350	400	450	500	600	650	750	900	1050	1200	1350	1500
l2	[mm]	130	130	170	230	300	350	400	500	560	600	700	750
l3	[mm]	140	140	170	230	300	350	400	500	560	600	700	750
l4	[mm]	264	264	264	264	282	282	282	282	282	282	282	384
l5	[mm]	249	249	249	249	256	256	256	256	256	256	256	336
l6	[mm]	237	237	237	237	247	247	247	247	247	247	247	285
l7	[mm]	48	68	83	94	127	144	153	150	194	244	275	292
Tipo de actuador		SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6	SA 07.6
Cantidad de agujeros		8	8	12	12	16	20	20	20	24	24	28	28
Peso aprox. sin cilindro	[kg]	95	130	170	195	330	375	565	965	1525	1925	2525	3665
Espacio requerido [m³] aprox. con actuador eléctrico		0,190	0,230	0,310	0,360	0,590	0,660	0,900	1,300	1,500	2,600	3,500	4,600

VAG RIKO® Válvula de paso anular cuerpo de una sola pieza, con actuador eléctrico



Agua

Detalles Técnicos

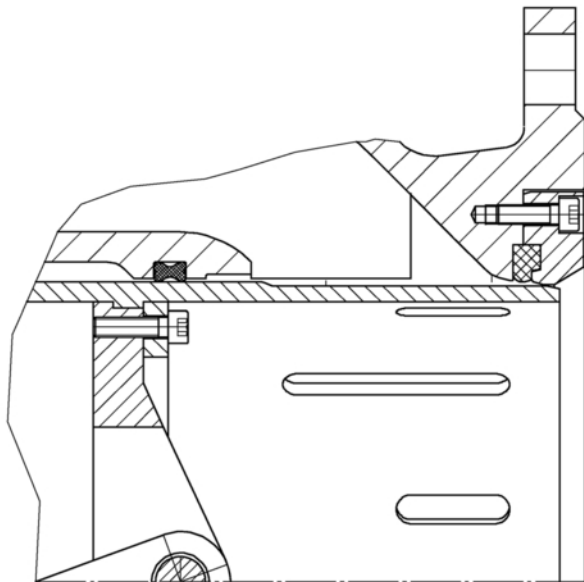
PN 10

DN		1200	1400	1600	1800	2000
D	[mm]	1455	1675	1915	2115	2325
b	[mm]	57	46	50	52	55
d2	[mm]	41	44	50	50	50
d3	[mm]	1645	1920	2244	2520	2800
e1	[mm]	560	650	725	840	900
e2	[mm]	1136	1359	1609	1998	2210
e3	[mm]	1040	1240	1490	1713	1925
e4	[mm]	200	250	250	315	315
e5	[mm]	950	1100	1350	1500	1700
h3	[mm]	850	1000	1200	1380	1540
h4	[mm]	1828	2187	2608	3058	3410
h6	[mm]	745	815	970	1203	1203
k	[mm]	1380	1590	1820	2020	2230
l1	[mm]	1800	2100	2500	2700	3000
l2	[mm]	800	1000	1200	1500	1600
l3	[mm]	800	1000	1200	1500	1600
l4	[mm]	282	283	384	384	384
l5	[mm]	256	254	336	329	329
l6	[mm]	247	248	384	285	285
l7	[mm]	363	430	480	590	620
Tipo de actuador		SA 07.6	SA 07.6	SA 14.2	SA 14.2	SA 14.2
Cantidad de agujeros		32	36	40	44	48
Peso aprox. sin cilindro	[kg]	4925	8225	17050	18000	25000
Espacio requerido [m ³] aprox. con actuador eléctrico		7,000	11,243	19,000	27,000	37,000



Información adicional

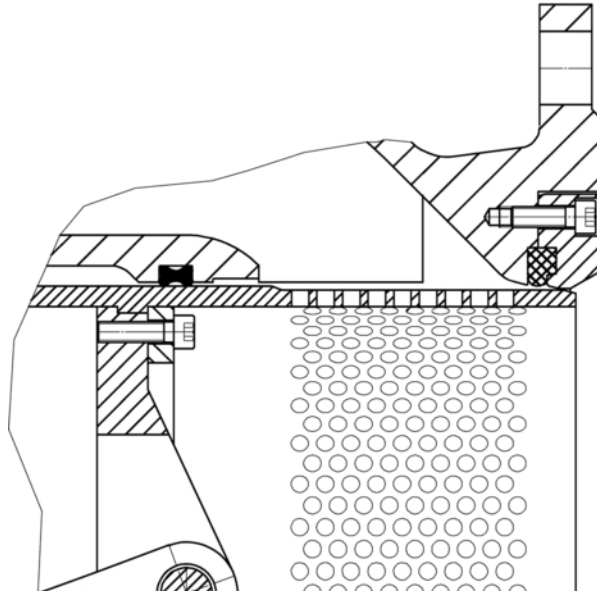
Tipo "SZ" con cilindro ranurado móvil



Aplicación:

- Preferentemente como válvula reguladora
- En el caso de diferencias de presión considerables
- Óptima adaptación a las condiciones de las instalaciones
- Para evitar cavitaciones
- Para aguas con partículas en suspensión

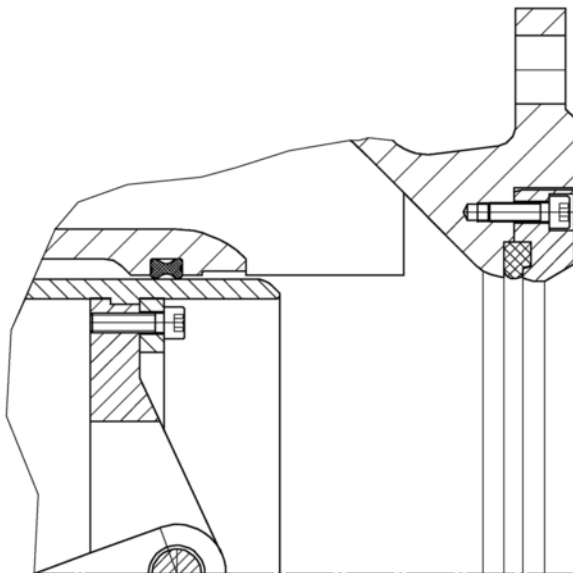
Tipo "LH" con cilindro móvil de multiples orificios



Aplicación:

- Preferentemente como válvula reguladora
- En el caso de diferencias de presión considerables
- Óptima adaptación a las condiciones de las instalaciones
- Óptima prevención de cavitación

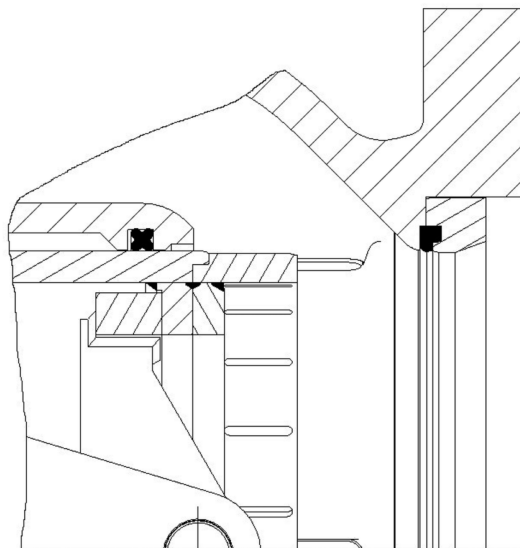
Tipo "E" con borde de corte



Aplicación:

- Preferentemente como válvula reguladora con contrapresión suficiente
- Como válvula de puesta en marcha de bomba

Tipo "SPZ" con cilindro especial móvil

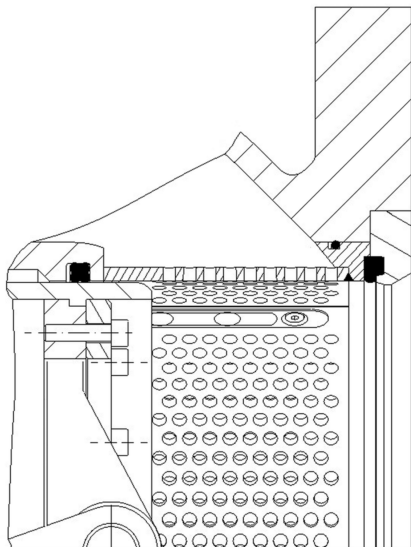


Aplicación:

- Preferentemente como válvula de control
- Óptima adaptación a las condiciones de las instalaciones
- Óptima prevención de cavitación

Información adicional

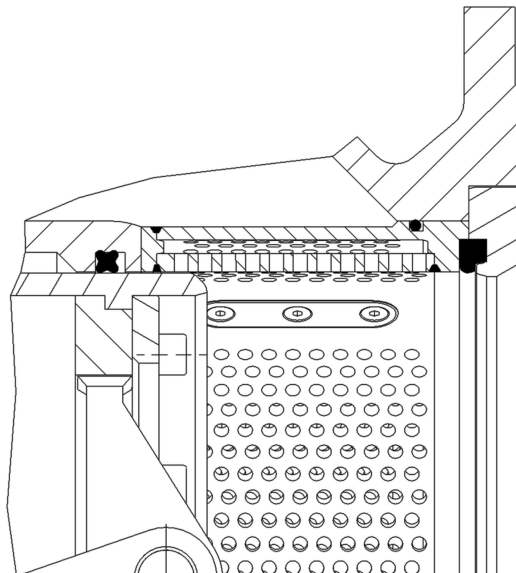
Tipo "L" con cilindro fijo anti-cavitación



Aplicación:

- Preferentemente como válvula de control
- En el caso de diferencias de presión considerables
- Óptima adaptación a las condiciones de las instalaciones
- Óptima prevención de cavitación
- Adecuada para partículas suspendidas en el agua

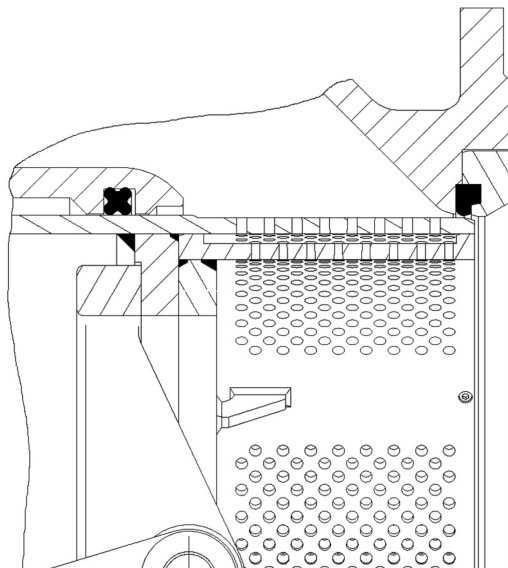
Tipo "LD" con doble cilindro fijo anti-cavitación



Aplicación:

- Preferentemente como válvula de control
- En el caso de diferencias de presión considerables
- Óptima adaptación a las condiciones de las instalaciones
- Óptima prevención de cavitación
- Adecuada para partículas suspendidas en el agua

Tipo "LHD" con doble cilindro móvil anti-cavitación



Aplicación:

- Preferentemente como válvula de control
- En el caso de diferencias de presión considerables
- Óptima adaptación a las condiciones de las instalaciones
- Óptima prevención de cavitación

NETZSCH

Bombas NEMO[®] Sludge - Plus

Nova Bomba de Cavidades Progressivas para Saneamento



The heart of your process. ■

Bomba NEMO® Sludge - Plus

Especialmente desenvolvida para Saneamento, a nova linha de Bombas JS complementa a linha normal de Bombas NEMO®.

As Bombas da série NEMO® Sludge - Plus da NETZSCH do Brasil foram projetadas para bombeamento de grandes volumes em Estações de Tratamento de Efluentes com alto rendimento e baixo investimento.

Possuem características marcantes que foram pesquisadas durante muitos anos em diversas plantas de tratamento de efluentes em todo o mundo.

Sludge - Plus Especialmente Desenvolvida Para o Segmento SANEAMENTO

Economia de energia, conservação do Meio Ambiente, longa vida útil e acima de tudo simplicidade e facilidade na manutenção, são os pontos fortes desse novo equipamento.

Quem compara escolhe Bombas NEMO® Sludge Plus

Menor Consumo de Energia x Motor de Alto Rendimento : **MAIOR ECONOMIA**

Maior Volume Transportado x Modelo Dimensionado : **ALTO DESEMPENHO**

Maior Vazão x KW Instalado : **ALTA EFICIÊNCIA**

Longa Vida Útil x Proteção Contra Trabalho à Seco : **MAIOR ECONOMIA**

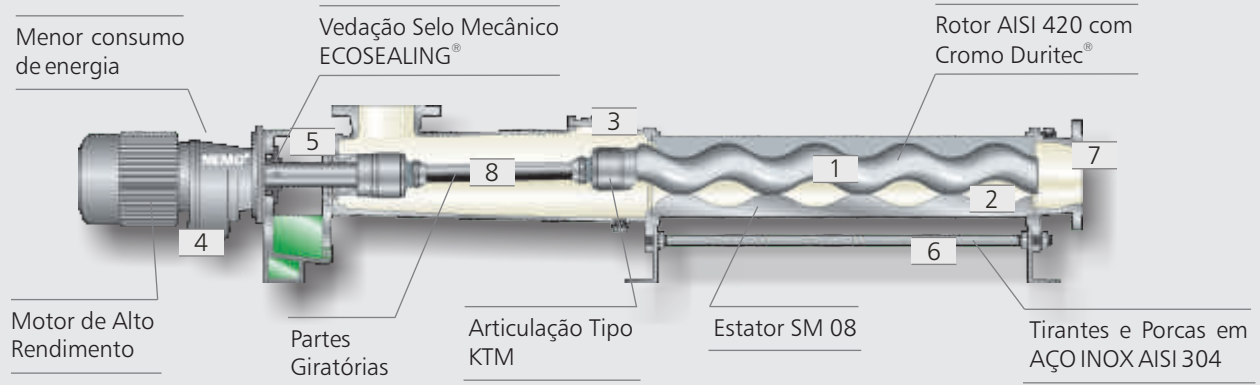
Principais características

- Auto escorvante até 7,0 metros de altura
- Pode trabalhar com sólidos em suspensão com alta resistência ao desgaste
- Fluxo constante sem agitar o meio bombeado
- Vedação do eixo através de selo mecânico protegendo o meio ambiente
- Possibilidade de operar como bomba de dosagem através de adaptação de um inversor de frequência
- Pressão: pode operar até 4,0 bar
- NPSHR: 7 m.c.A.

Principais vantagens

- Elevada capacidade de sucção
- Instalação horizontal
- Funcionamento silencioso e sem pulsações
- Temperatura de (-)20 a + 300°C
- Bomba de baixo custo de manutenção
- Manutenção fácil e rápida
- Permite instalação fora do tanque
- Altamente eficiente e alto rendimento
- Serviço especializado local
- Fácil automatização
- Protege o meio ambiente

Conheça Todas as Vantagens desta Nova Linha de Bombas



1 - Rotor

Materiais de fabricação resistentes ao desgaste e corrosão AISI 420 com Cromo Duritec®

2 - Estator

Moldado em um tubo com vedação em ambas as extremidades, fabricado numa extensa gama de elastômero material SM 08. Chanfro de entrada do fluido na câmara de sucção.



Tipos de geometria Rotor / Estator
- geometria L - alta vazão

3 - Articulações e Eixos de Acoplamento

Tipo KTM. Com luva de proteção contra sólidos abrasivos.

4 - Processo de Acionamento

Acionamento por meio de moto-redutores e motores de alto rendimento para economia de energia.

5 - Vedação de Eixo

Projeto padronizado com selo mecânico ECOSEALING® resistente ao desgaste e com proteção ao meio ambiente.



Selo Mecânico

6 - Tirantes e Porcas

Em material AÇO INOX 304 para facilitar a desmontagem/montagem.

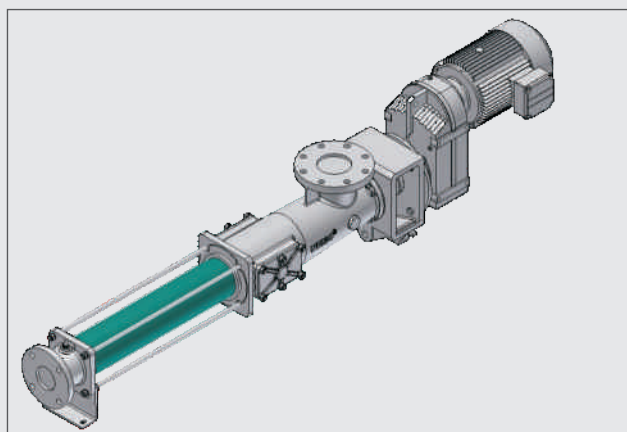
7 - Carçaça

Ferro fundido ASTM A48 CI35.

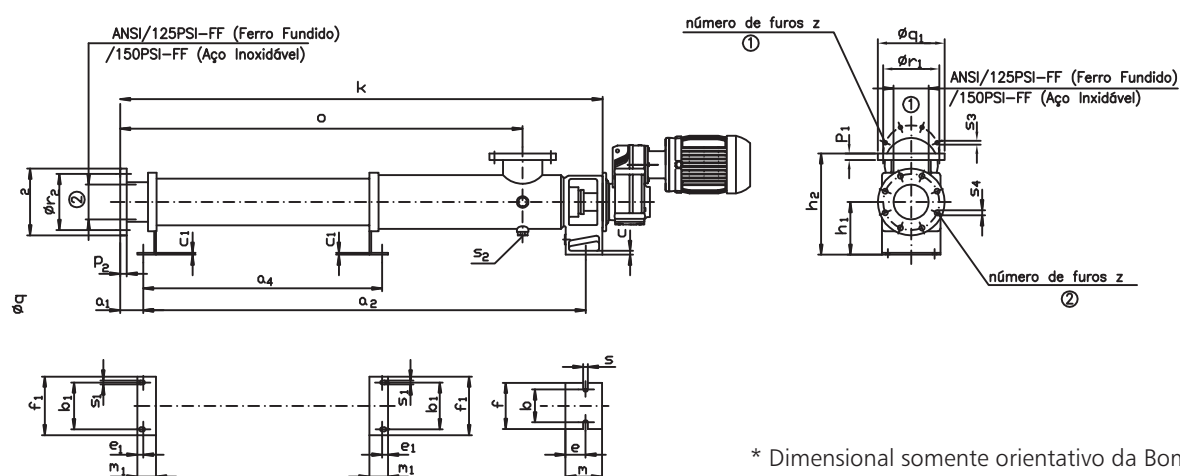
8 - Partes Giratórias

AÇO INOX AISI 420.

Dimensões Gerais



Dados Técnicos e Dimensões para Montagem



* Dimensional somente orientativo da Bomba.
Não contempla dimensões do acionamento.

Dimensões

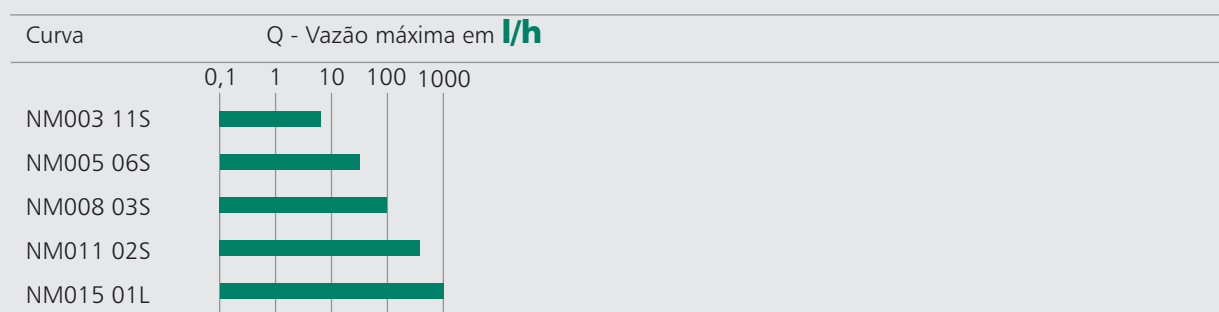
Modelos	Dimensões Básicas																				ANSI	Flanges					
																					①	p ₁	q ₁	r ₁	s ₃	z ₁	
	a ₁	a ₂	a ₄	b	b ₁	c	c ₁	e	e ₁	f	f ₁	h ₁	h ₂	k	m	m ₁	o	s	s ₁	s ₂	②	p ₂	q ₂	r ₂	s ₄	z ₂	
NM053—BY	89	1303	—	115	125	10	6	50	25	150	160	170	335	1414	70	60	1159	14	13,5	NPT 3/4"	4"	23,9	228,6	190,5	19	8	
																					3"	19,1	190,5	152,4	19	4	
NM063—BY	119	1524	—	125	145	12	6	60	25	175	180	200	400	1665	100	70	1365	18	13,5	NPT 1"	6"	25,4	279,4	241,3	22,2	8	
																					4"	23,9	228,6	190,5	19	8	
NM076—BY	129	1709	—	125	195	15	6	90	25	175	230	225	435	1883	120	70	1558	18	13,5	NPT 1"	6"	25,4	279,4	241,3	22,2	8	
NM090—BY	124	1865	—	125	200	15	8	90	21	175	250	225	435	2035	120	80	1709	18	17,5	NPT 1"	6"	25,4	279,4	241,3	22,2	8	
NM105—BY	133	2229	1265	160	220	18	8	95	21	210	270	250	470	2412	143	80	2082	18	17,5	NPT 1"	6"	25,4	278,4	241,3	22,2	8	
NM125—BY	134	2467	1506	200	250	18	8	100	26	250	300	280	535	2836	153	100	2471	18	17,5	NPT 1"	8"	28,4	342,9	298,4	22,2	8	
NM148—BY	134	3179	1771	350	330	25	8	100	26	410	380	300	585	3418	202	100	2957	24	17,5	NPT 1"	10"	30,2	406,4	361,9	25,4	12	

Estas informações técnicas podem sofrer alterações sem aviso prévio.

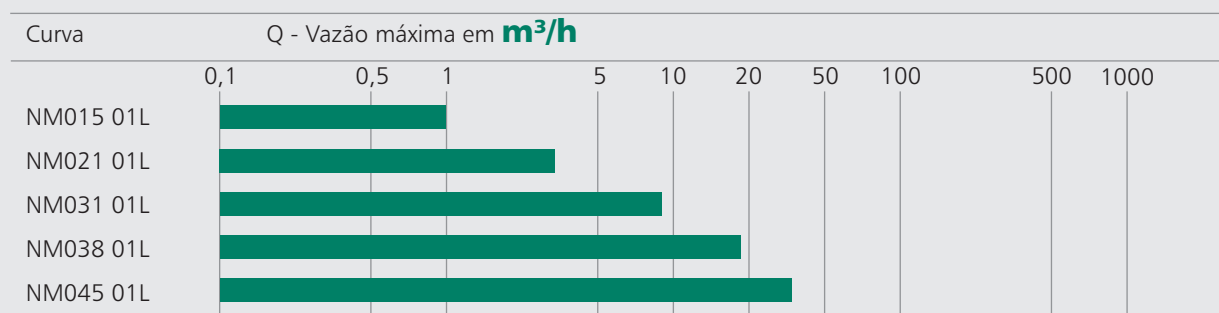
Curva de Performance

Dosando ou transportando suavemente com
uma ampla faixa de vazão:
0,1 l/h à 500 m³/h

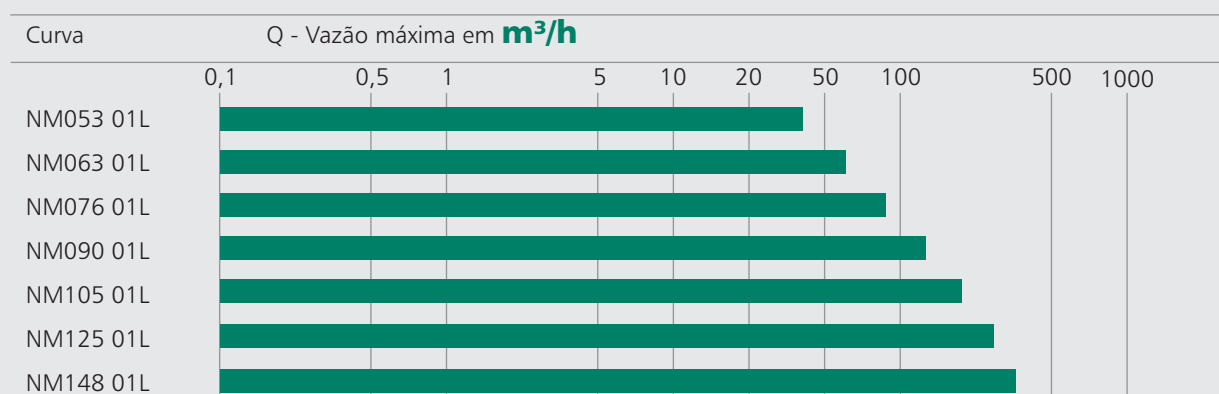
Dosadora NEMO®



Linha NEMO® Série L



Nova Linha JS



Escolha o modelo de
Bomba NEMO[®] Sludge Plus
que melhor se encaixa às
suas necessidades

Modelos Disponíveis

Bomba NEMO® Sludge Plus - Alta Performance

Vazão de 9,5 à 250 m³/h

Pressão até 04 bar

Para maior vazão ou maior pressão, consulte a linha normal de Bombas NEMO®.

Bomba	Vazão (m³/h)	Pressão (bar)	VGM (m/s)	Rotação	Potência Absorvida (HP)
NM053BY01L07JS	10,0	2 a 3	0,62	150	5,0
	15,2	2 a 3	0,94	226	
	21,0	2 a 3	1,34	324	
	9,5	4	0,62	150	5,0
	15,0	4	0,94	226	
	20,8	4	1,34	324	
	20,0	4	1,34	324	7,5
	23,0	4	1,51	365	
	27,0	4	1,80	435	

NM063BY01L07JS	20,0	2	0,88	176	7,5
	29,0	2	1,26	251	
	42,0	2	1,83	365	
	19,0	3	0,88	176	7,5
	28,0	3	1,26	251	
	41,0	3	1,83	365	
	18,0	4	0,88	176	7,5
	27,0	4	1,26	251	
	37,0	4	1,65	337	10,0
	45,0	4	1,99	407	

Bomba NEMO® Sludge Plus - Alta Performance

Bomba	Vazão (m³/h)	Pressão (bar)	VGM (m/s)	Rotação	Potência Absorvida (HP)
NM076BY01L07JS	40,0	2	1,28	211	10,0
	51,0	2	1,59	262	
	58,0	2	1,83	302	
	39,0	3	1,28	211	10,0
	49,0	3	1,59	262	
	50,0	3	1,59	262	15,0
	57,0	3	1,83	302	
	38,0	4	1,28	211	15,0
	48,0	4	1,59	262	
	55,0	4	1,83	302	

NM090BY01L04JS	57,0	2	1,34	187	20,0
	71,6	2	1,68	235	
	92,0	2	2,16	302	
	55,4	3	1,34	187	20,0
	70,0	3	1,68	235	
	79,2	3	1,90	266	25,0
	94,0	3	2,26	316	
	53,7	4	1,34	187	20,0
	68,3	4	1,68	235	
	68,3	4	1,68	235	25,0
	77,8	4	1,90	266	

Bomba NEMO® Sludge Plus - Alta Performance

Bomba	Vazão (m³/h)	Pressão (bar)	VGM (m/s)	Rotação	Potência Absorvida (HP)
NM105BY01L04JS	79,0	2	1,26	154	25,0
	113,0	2	1,75	214	
	128,0	2	1,97	241	
	76,0	3	1,26	154	25,0
	110,0	3	1,75	214	
	125,0	3	1,97	241	
	73,0	4	1,26	154	25,0
	106,0	4	1,75	214	
	107,0	4	1,76	215	30,0
	127,0	4	2,05	250	

NM125BY01L04JS	125,0	2	1,34	135	30,0
	143,0	2	1,52	154	
	182,0	2	1,93	195	
	123,0	3	1,34	135	30,0
	140,0	3	1,52	154	
	145	3	1,57	159	40,0
	180	3	1,94	196	
	120,0	4	1,34	135	30,0
	138,0	4	1,52	154	
	142,0	4	1,57	159	40,0
	176,0	4	1,94	196	

NM148BY01L04JS	176	2	1,40	118	40,0
	208	2	1,65	139	
	240	2	1,89	159	
	162,0	3	1,40	118	40,0
	195,0	3	1,65	139	
	198	3	1,67	141	50,0
	245	3	2,09	171	
	150	4	1,41	119	50,0
	185	4	1,67	141	
	232	4	2,03	171	60,0

Maiores vazões sob consulta.

www.netzsch.com.br

Filias de Vendas:

Filial São Paulo - SP
Fone: 55 (11) 2134-0300
E-mail: saopaulo@ndb-netzsch.com.br

Fábrica Pomerode e Exportação
Fone: 55 (47) 3387-8222
E-mail: info@ndb-netzsch.com.br

Filial Rio Grande do Sul - RS
Fone: 55 (51) 3332-1450
E-mail: portoalegre@ndb-netzsch.com.br

Filial Rio de Janeiro - RJ
Fone: 55 (21) 2531-2262
E-mail: riodejaneiro@ndb-netzsch.com.br

Filial Minas Gerais - MG
Fone: 55 (31) 3261-5553
E-mail: belohorizonte@ndb-netzsch.com.br

Filial Centro Oeste - CO
Fone: 55 (11) 2134-0340
E-mail: saopaulo@ndb-netzsch.com.br

NETZSCH SERVICE NORDESTE
Fone: 55 (84) 3213-3212
E-mail: info@nsn-netzsch.com.br

NETZSCH SERVICE BAHIA
Fone: 55 (71) 3645 1727
E-mail: info@nsb-netzsch.com.br

Distribuidor Helifab
Fone: 55 (19) 3464-5540
E-mail: vendas@helifab.com.br

NETZSCH do Brasil Ind. e Com. Ltda.
Rua Hermann Weege, 2383
BR - 89.107 - 000 Pomerode / SC
Fone: 55 (47) 3387 8222
Fax: 55 (47) 3387 8400

E-mail: info@ndb-netzsch.com.br
www.netzsch.com.br

INTRODUCCIÓN

Los **Filtros de Banda TEFSA** han sido desarrollados por nuestros ingenieros durante más de 20 años. Se han implantado firmemente en el mercado gracias a su tecnología, economía y excelentes resultados en el tratamiento de lodos de cualquier clase, llegando a suministrar casi 2.000 unidades en más de 1.000 plantas depuradoras de aguas residuales industriales y municipales.



Para cubrir cualquier demanda del mercado se han desarrollado **cuatro modelos** de filtros banda: **BS, OS, OSC y MS** con prestaciones ligeramente diferentes y orientados a la separación de materiales fibrosos, lodos industriales y urbanos, pulpas de materiales inorgánicos, pigmentos inorgánicos, catalizadores, resinas, etc.

El **principio de funcionamiento** de los Filtros de Banda se basa en conseguir la separación sólido-líquido del lodo mediante su escurrido entre dos bandas bajo tensión. La presión que se realiza sobre el material aumenta gradualmente conforme las dos bandas pasan por rodillos de diámetros decrecientes produciendo, además, un efecto de cizalladura que favorece la evacuación de la fase líquida.

La utilización de los **Filtros de Banda TEFSA** ha estado vinculado al desarrollo de los polielectrolitos o floculantes. La posibilidad de flocular los lodos ha hecho posible comprimirlos entre dos bandas obteniendo un sólido seco y un líquido filtrado libre de sólidos.

CARACTERÍSTICAS GENERALES

El **Filtro de Banda TEFSA** se caracteriza por los siguientes aspectos:

- **Equipos automáticos y continuos.**

Operan de forma autónoma sin la atención continuada de los operarios.



- **Bajo coste de inversión y explotación.**

Su carácter continuo y su fácil manejo hace que se trate de equipos con un coste de inversión ajustado y con poca dependencia de personal.

- **Bajo consumo energético.**

Si bien se trata de un equipo de funcionamiento continuo, lleva instalados motores de muy poca potencia.

- **Disponible en varios modelos y tamaños.**

Cualquier modelo de equipo está disponible en varios anchos de banda para poder ajustar el equipo a cada caso.

- **De construcción robusta y compacta.**

Su diseño y construcción están pensados para realizar un trabajo continuo y sin interrupciones, siendo especialmente indicados cuando se dispone de poco espacio físico ya que se trata de equipos con reducidas dimensiones.

ETAPAS DEL PROCESO DE SEPARACIÓN

- Programa de fabricación
- Filtro prensa traslado superior
- Filtro prensa traslado lateral
- Filtro prensa de alto rendimiento
- Filtros de banda de presión
- Filtros de vacío
- Filtros de presión
- Tamices rotativos
- Espesadores Lasmert
- Filtros auxiliares

1 FLOCULACIÓN

- La mayoría de los lodos residuales requieren de la adición de poli electrolitos orgánicos para conseguir la floculación y una primera y rápida separación de la mezcla.



2 ALIMENTACIÓN

- La suspensión ya floculada se vierte en la zona de alimentación para conseguir una distribución homogénea sobre toda la superficie de la banda.



3 PREDESHIDRATACIÓN

- La primera etapa de la separación se realiza en la zona de predeshidratación donde buena parte del filtrado drena por gravedad a través de la banda.



4 FILTRACIÓN

- La filtración se realiza en la zona donde la banda pasa entre tambores perforados y rodillos con diámetros decrecientes dibujando una forma de "S".



5 COMPACTACIÓN Y ESCURRIDO

- La compactación y escurrido de la torta se consigue cuando las dos bandas y la torta pasan a la zona de alta presión donde la presión y fuerza de cizalladura que se transmite alcanza su máximo valor.



6 DESCARGA

- Para la descarga de los sólidos deshidratados se consigue separando las dos bandas y colocando en cada una de ellas una cuchilla longitudinal que impide que ningún trozo quede sin descargarse.



7 LIMPIEZA

- A fin de evitar el ensuciamiento de la banda asociada a una reducción gradual de sus prestaciones, se realiza un lavado continuo y a presión de todo su ancho.



MODELOS DE FILTROS DE BANDA

MODELO BS (alta presión)

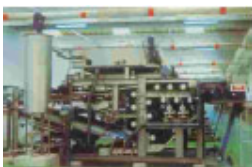
Los Filtros de Banda tipo BS son máquinas de alta capacidad y versatilidad que pueden ser suministradas en construcciones especiales como el modelo KS en ejecución cerrada. Su diseño modular permite la adaptación de Mesas de Pre-deshidratación



y de Sistemas de Post-prensado de alta presión para llegar a alcanzar los resultados más exigentes.

Anchos disponibles: De 0,5 a 3,0 metros para una capacidad de entre 2 a 33 m³/h.

MODELO BSPP (alta presión)



El Filtro de Banda BSPP tiene las mismas características que el modelo BS, aumentan la superficie útil de filtración en un 20% mediante la instalación de una zona de Post-prensado de 6 rodillos adicionales (tres a tres opuestos) sobre los cuales (dependiendo del tipo de aplicación) inciden 2 rodillos de presión lineal soportados por cilindros de fuelle neumático.

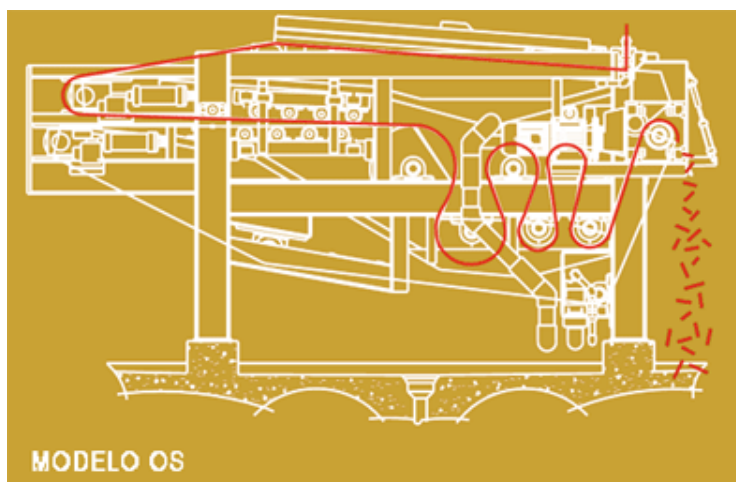
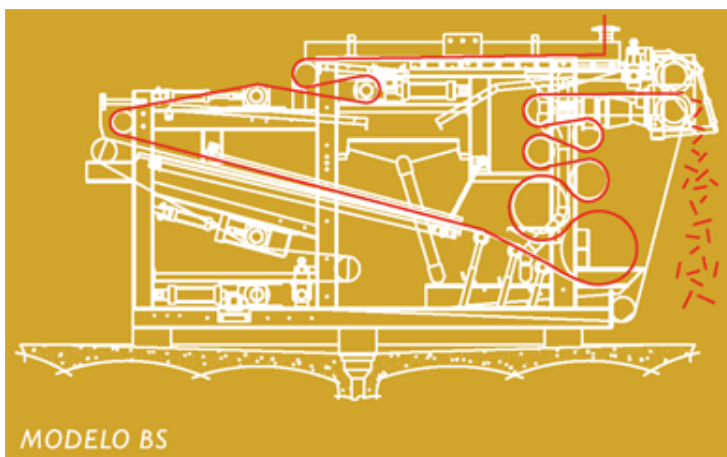
Anchos disponibles: De 1,5 a 3 metros para una capacidad de entre 10 a 30 m³/h.

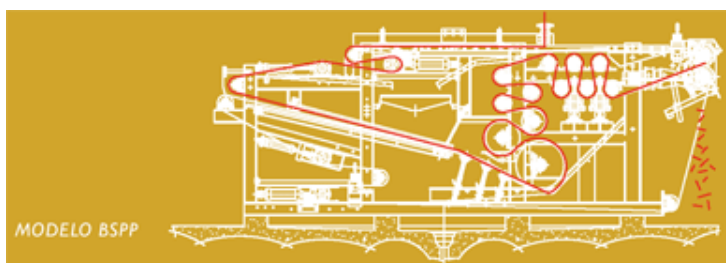
MODELO OS (media presión)



El Filtro de Banda OS se han desarrollado para satisfacer la filtración de lodos inorgánicos con amplio empleo en el ámbito industrial. Este modelo de filtro de banda de media presión, imprime presiones menores que los modelos BS, KS y BSPP ya que sus zonas de deshidratación son algo más cortas y dispone de menor cantidad de rodillos.

Anchos disponibles: De 0,8, 1,2 y desde 1,5 a 3 metros para una capacidad de entre 2 a 25 m³/h.





MODELO OSC (compactos)



Los Filtros de Banda OSC han sido especialmente desarrollados para satisfacer a aquellas plantas que reúnan tres exigencias: Producciones pequeñas a deshidratar, equipos de reducidas dimensiones y un coste ajustado. Se trata de un filtro de media presión de bastidor rígido con todos los dispositivos de control automático que aseguran un funcionamiento automático.

Anchos disponibles: De 1,0, 1,5 y 2,0 metros para una capacidad de entre 2 a 15 m³/h.

MODELO MS



Los Filtros de Banda MS, se han desarrollado para satisfacer el servicio de pequeñas depuradoras. El resultado es un filtro de banda muy reducido en tamaño y con un precio muy atractivo.

Anchos disponibles: De 0,5 a 2 metros.

TABLA DE PRE-DESHIDRATACIÓN



Se trata de un equipo de accionamiento y banda independientes que se instala sobre el Filtro de Banda. Trabaja como una prolongación exterior previa a la zona de pre-deshidratación. La unidad está provista de un control automático de guía, lavado y tensado fijo de la banda.

Medidas disponibles: De 0,5 a 3 metros de ancho y con longitudes de 1 a 6 metros.

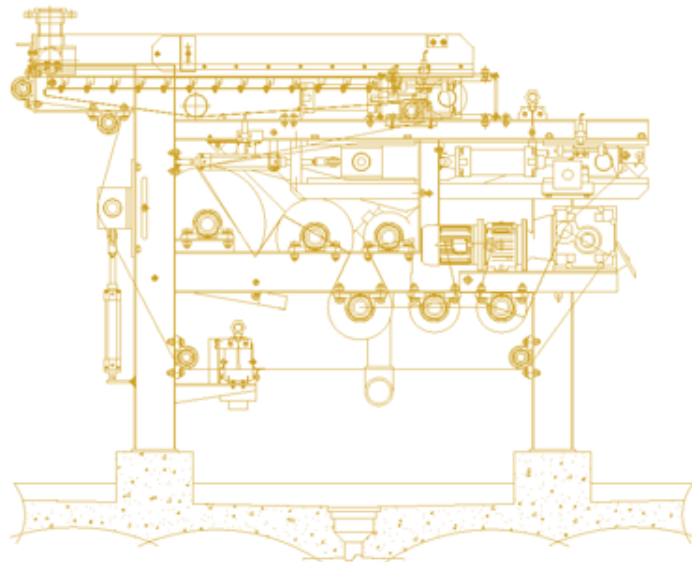
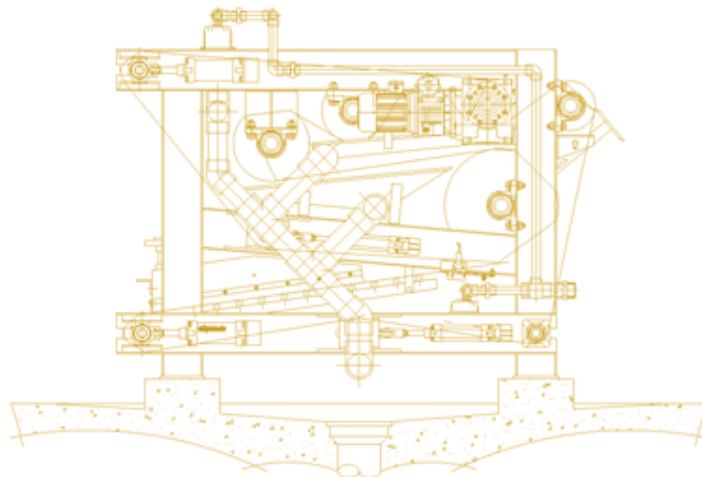
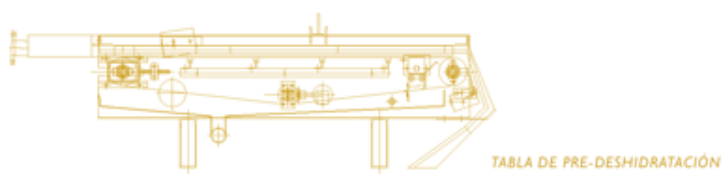
**MODELO OSC****MODELO MS**

TABLA DE PRE-DESHIDRATACIÓN

SISTEMA DE CONTROL AUTOMÁTICO

LAVADO

El lavado está compuesto por un conjunto de rociadores que actúan sobre la parte superior de cada una de las bandas de forma continua, eliminando las pequeñas partículas que puedan quedar atrapadas sobre la tela y manteniéndolas siempre limpias.



TENSADO

El tensado de bandas se ajusta por medio de rodillos de tensado actuados por cilindros neumáticos regulables. Los ejes de compensación, cremalleras y piñones aseguran que los rodillos de presión estén exactamente en posición paralela y optimizan el rendimiento de la deshidratación.

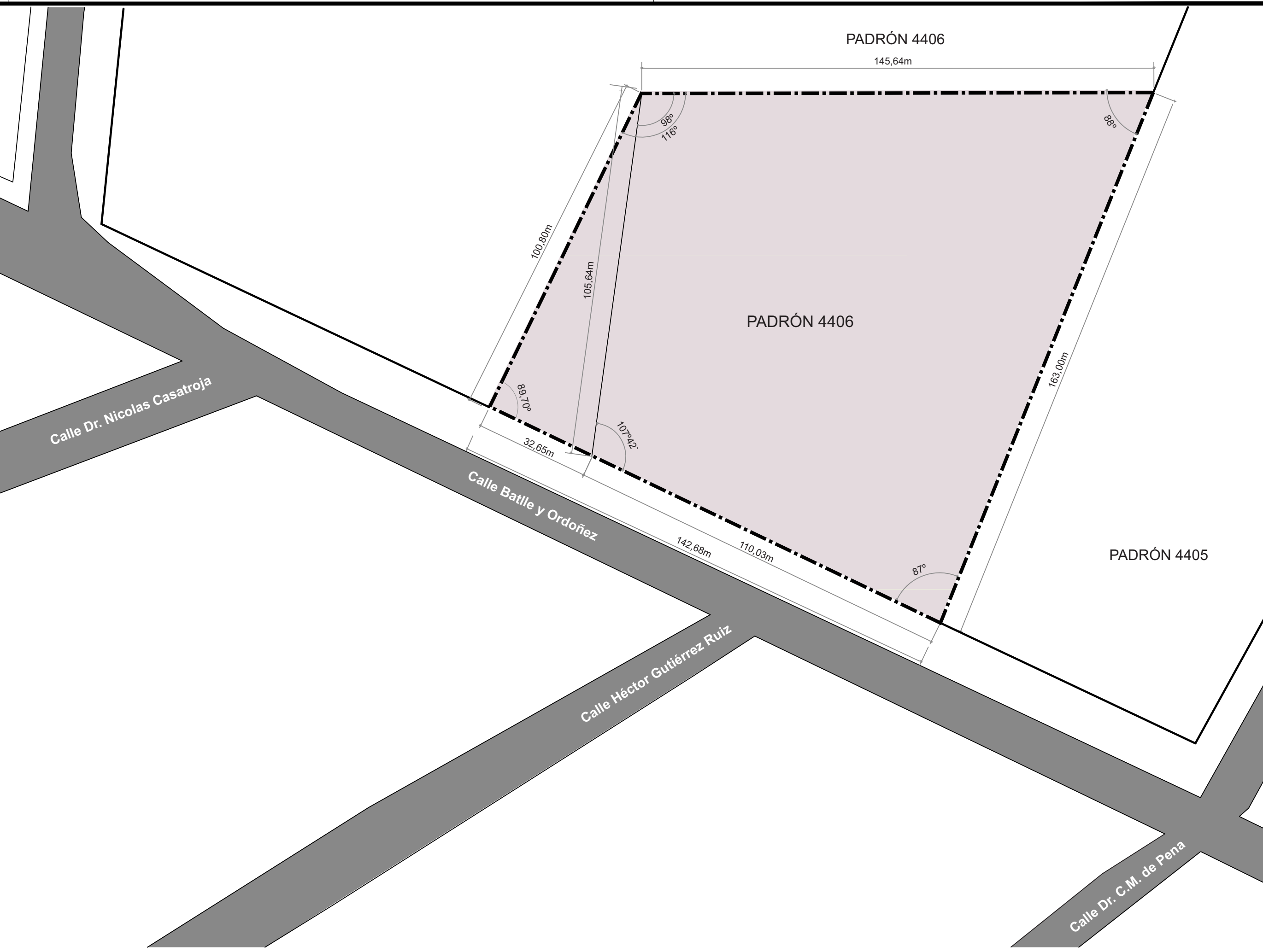
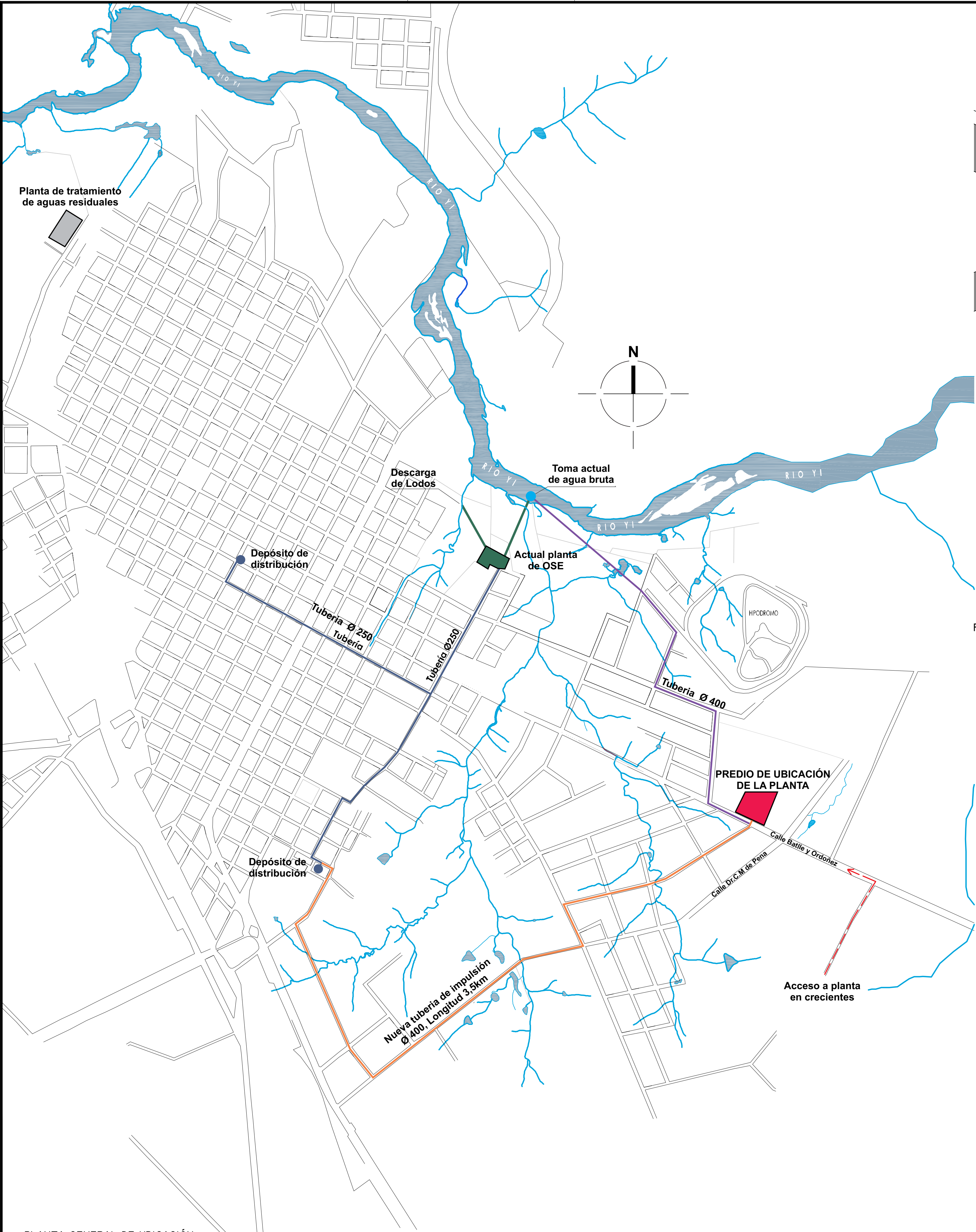


GUIADO DE BANDAS

El guiado se realiza mediante un sensor adyacente a la banda que controla su posición. En caso de desplazamiento, el sensor actúa sobre una válvula de control, la cual suministra aire comprimido en el lado apropiado devolviendo la banda a su posición correcta.

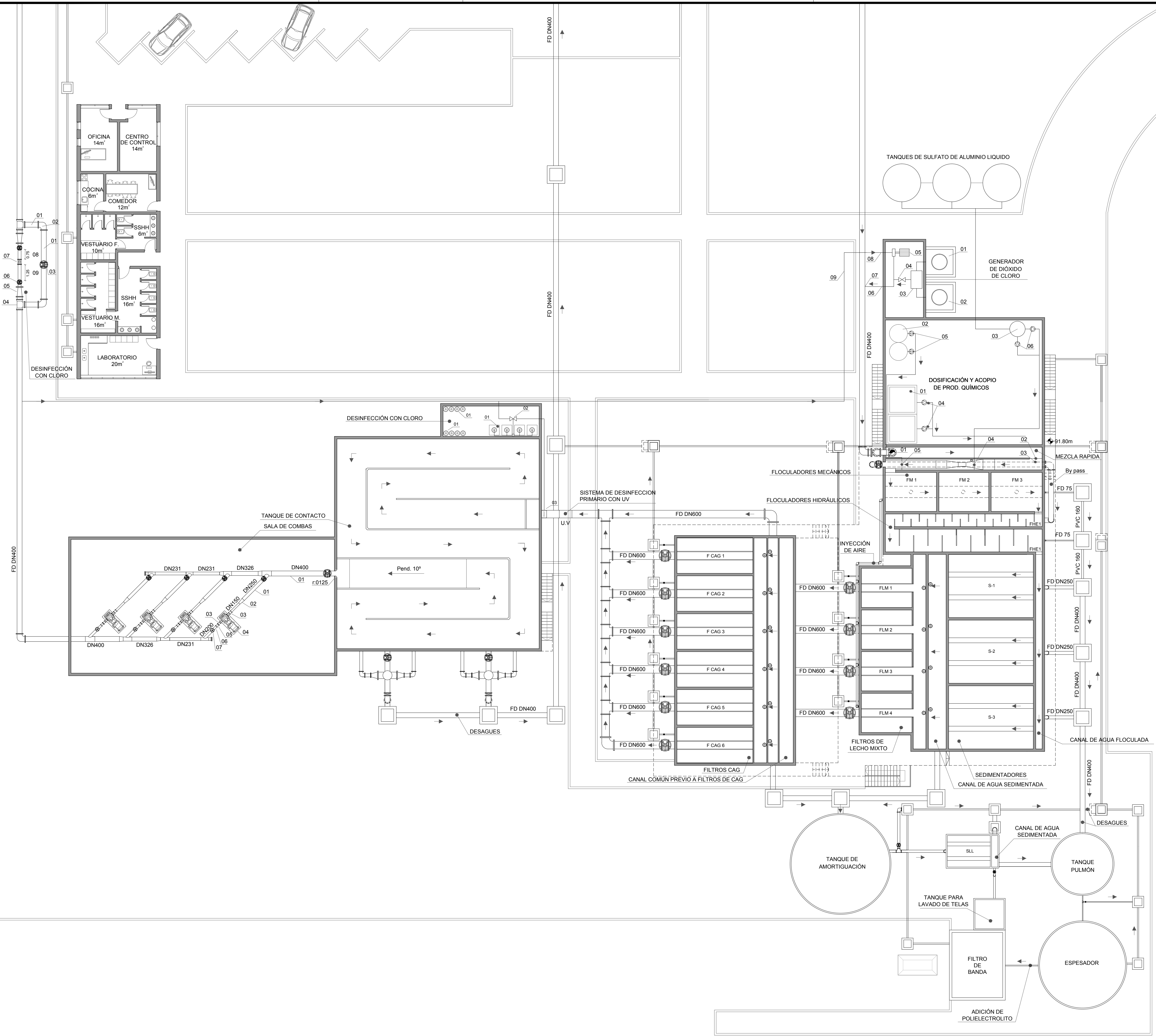


TIPO DE FANGO Estaciones Depuradoras Aguas Residuales Urbanas	MAQUINAS	SEQUEDAD					
		10	15	20	25	30	35
Fangos 1os (Físico-Químico)	MS						
	OSC						
	OS						
	BS						
	BSPPP						
Carga másica (Kgms/mh) de 250 a 350							
Fangos Mixtos 1 + 2	MS						
	OSC						
	OS						
	BS						
	BSPPP						
Carga másica (Kgms/mh) de 200 a 300							
Digeridos	MS						
	OSC						
	OS						
	BS						
	BSPPP						
Carga másica (Kgms/mh) de 180 a 300							
Aireación Prolongada	MS						
	OSC						
	OS						
	BS						
	BSPPP						
Carga másica (Kgms/mh) de 150 a 250							



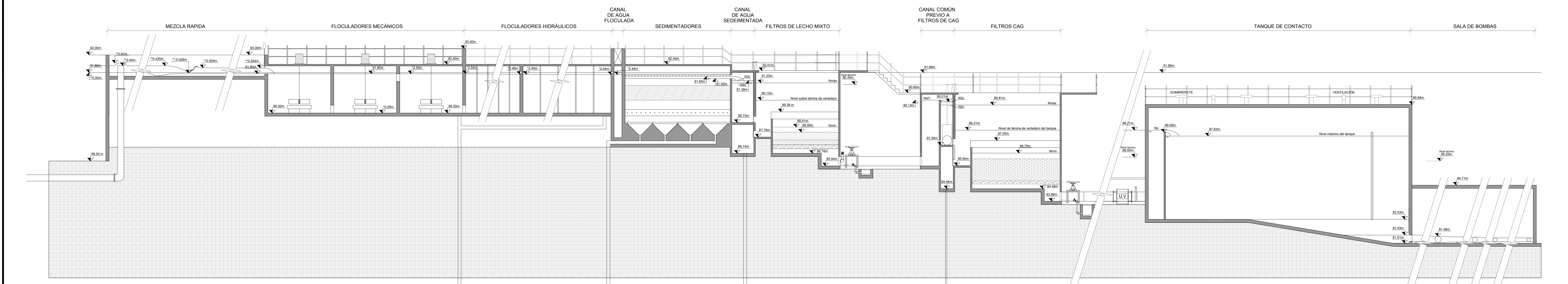
REFERENCIAS

-  PEDIOUBICACIÓN DE LA PLANTA
-  TOMA DE AGUA
-  TUBERÍA ADUCTORA DE AGUA BRUTA (NUEVA)
-  TUBERÍA ADUCTORA DE AGUA TRATADA
-  INFRAESTRUCTURA DE AGUA POTABLE EXISTENTE
-  PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

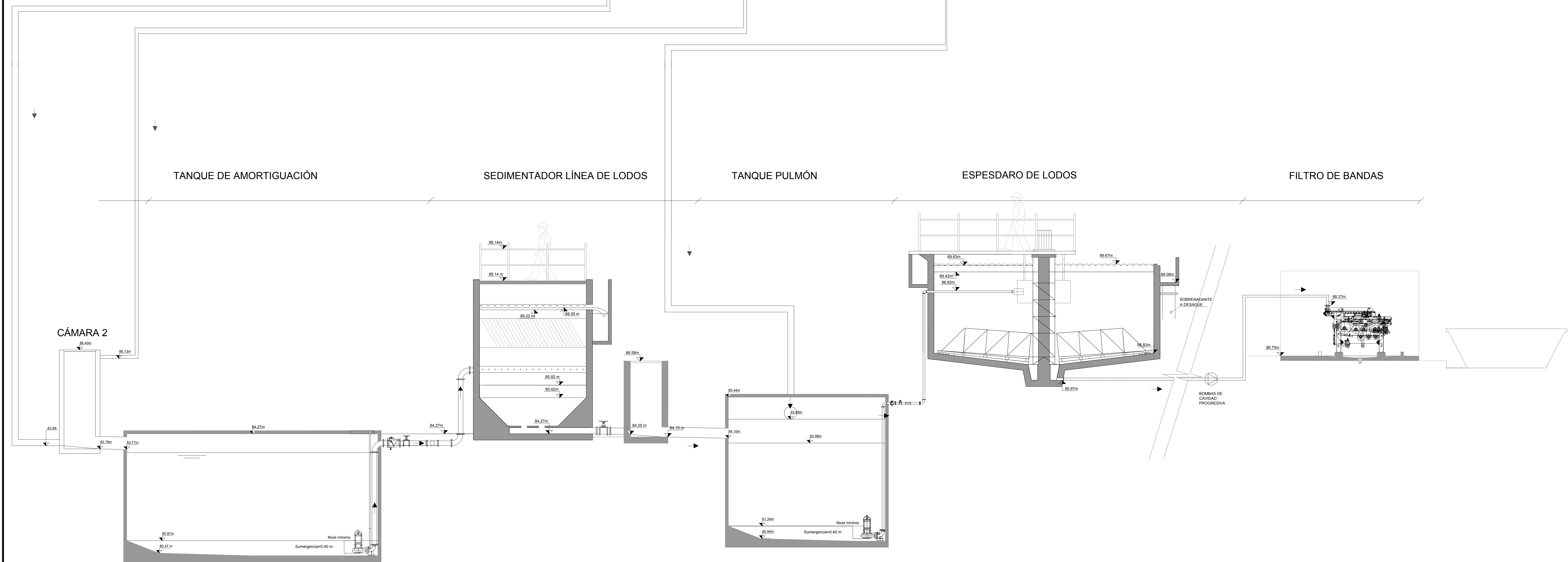


- REFERENCIAS:
- GENERADOR DE DIÓXIDO DE CLORO.
- 01- Acido Sulfúrico.
 - 02- Purate.
 - 03- Generador CLO2 SV-PURE.
 - 04- Eyector.
 - 05- Bomba.
 - 06- PEAD Ø32mm.
 - 07- Inyección de dióxido de cloro.
 - 08- PEAD Ø40mm.
 - 09- Tubería de distribución de agua potable PEAD Ø110mm.
- DOSIFICACIÓN Y ACOPIO DE PROD. QUÍMICOS.
- 01- Tanque de preparación de ceniza de sod, 2X4.8 m3.
 - 02- Tanque de preparación de polielectrolito 2X2m3.
 - 03- Pileta de sulfato de aluminio 1m3.
 - 04- Bombas dosificadoras de ceniza de soda: 187 l/h.
 - 05- Bombas dosificadoras de ceniza de polielectrolito: 70 l/h.
 - 06- Bombas dosificadoras de sulfato de aluminio: 123 l/h.
- MEZCLA RAPIDA.
- 01- Entrada de agua bruta.
 - 02- Adición de ceniza de soda.
 - 03- Bajo piso de Parshall.
 - 04- Adición de sulfato de aluminio.
 - 05- Adición polielectrolito.
- DESINFECCIÓN CON CLORO.
- 01- Cilindros de gas cloro.
 - 02- Eyector.
 - 03- Inyección de cloro.
- SALA DE BOMBAS.
- 01- Pendiente 1.0%.
 - 02- Reducción 250/150.
 - 03- Junta desmontaje.
 - 04- Bomba centrífuga de eje horizontal.
 - 05- Válvula de retención.
 - 06- Reducción 200/150.
 - 07- Paso anular.
- CÁMARA DE INSPECCIÓN.
- 01- Caño Ø400.
 - 02- Codo Ø400.
 - 03- Válvula DN400.
 - 04- Tee 400x400.
 - 05- Cono de reducción 400x250.
 - 06- Válvula DN250.
 - 07- Caudalímetro electromagnético DN250.
 - 08- Distancia: 3 diámetros.
 - 09- Distancia: 5 diámetros.

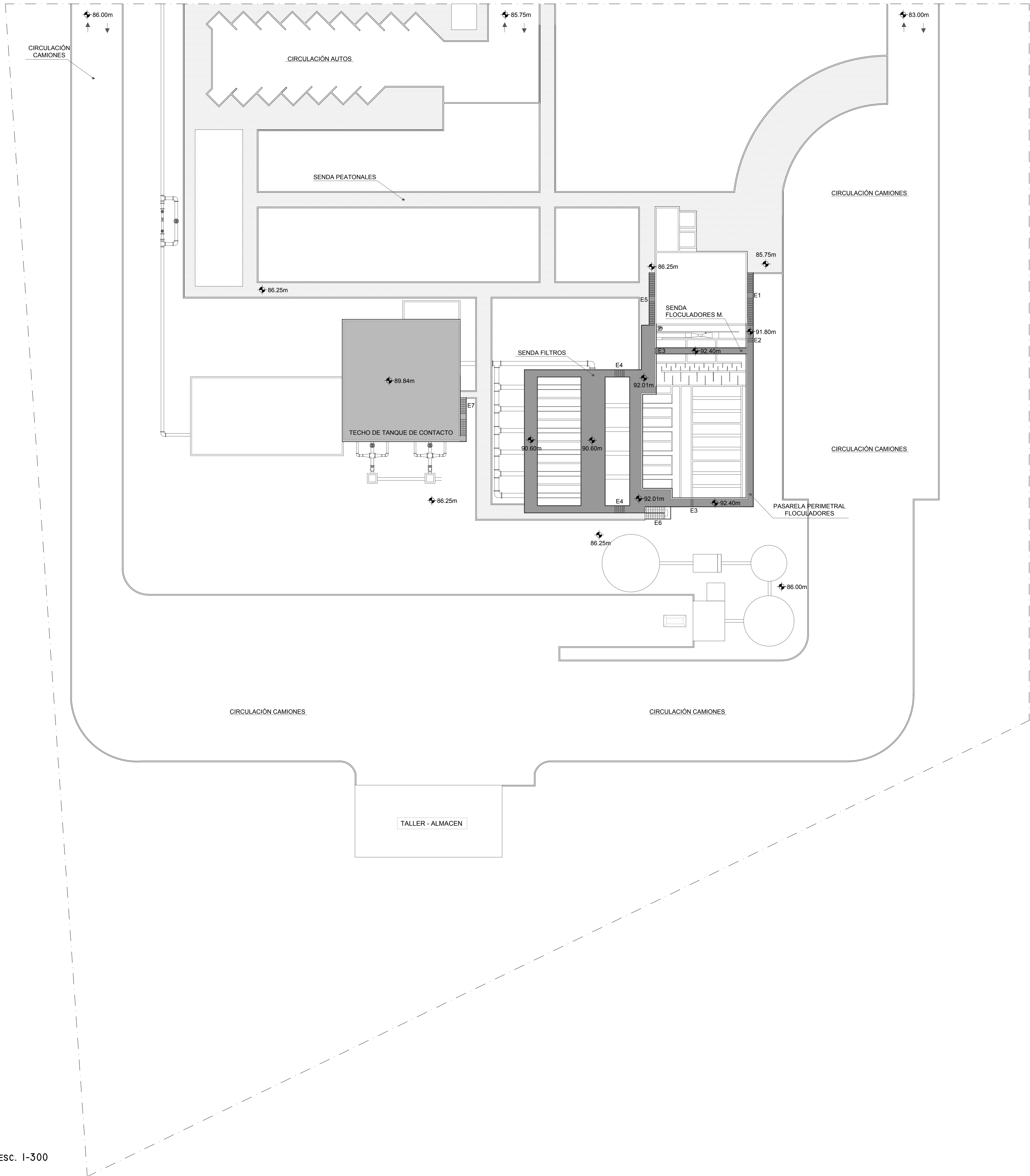
PLANTA ESC. 1-150



PERFIL HIDRÁULICO - LINEA DE AGUA esc. 1-100

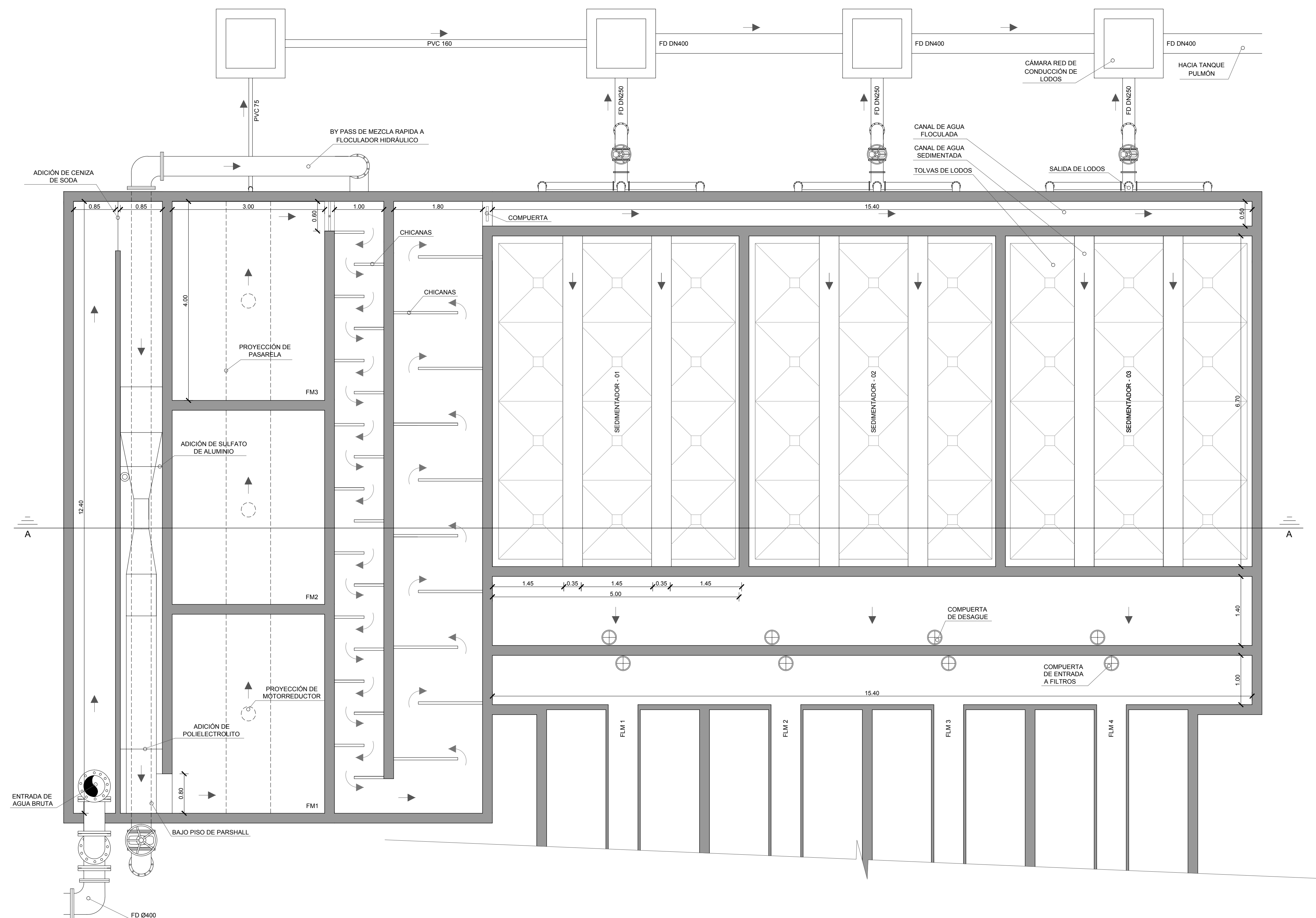


PERFIL HIDRÁULICO - LINEA DE LODOS esc. 1-50

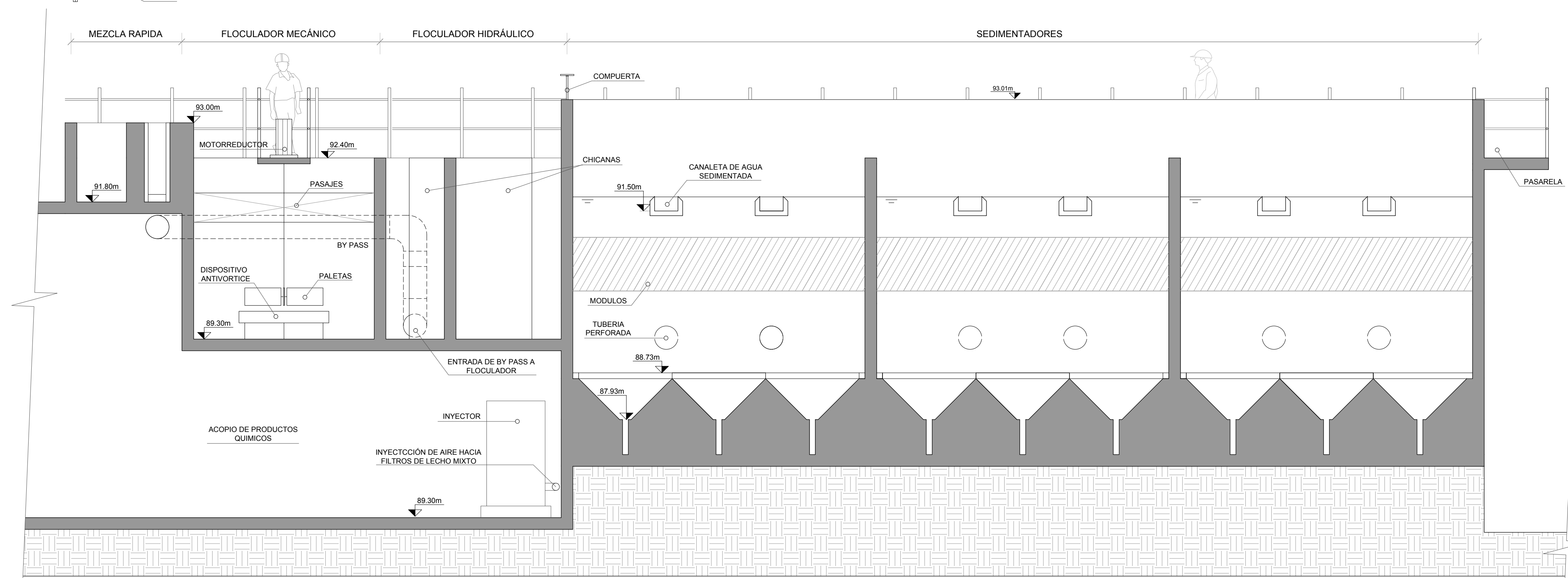


REFERENCIAS:

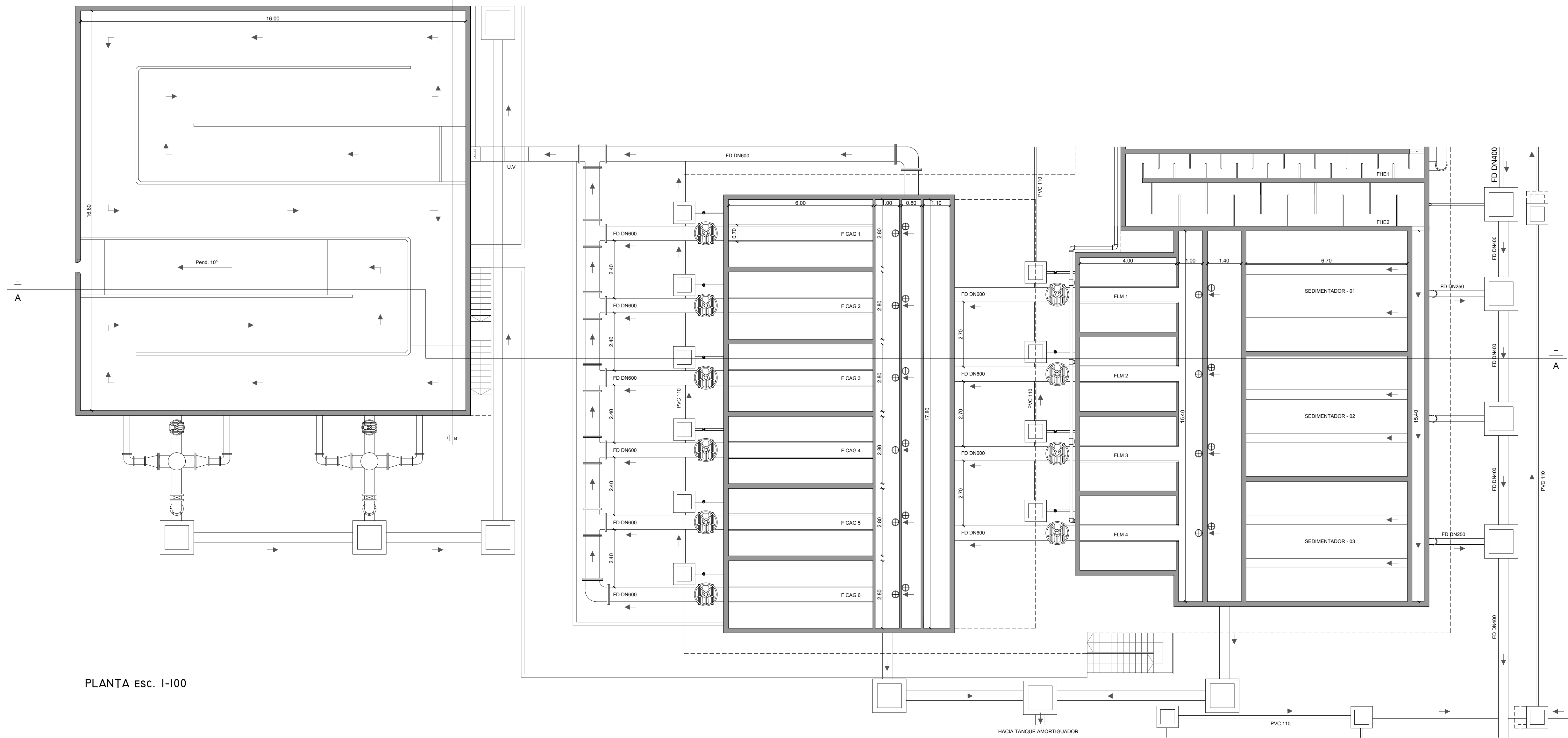
- ESCALERAS:
01- Mezcla rapida.
02- Floculadores.
03- Floculadores.
03- Sedimentadores.
04- Filtros.
05- Filtros.
06- Filtros.
07- Tanque de contacto.



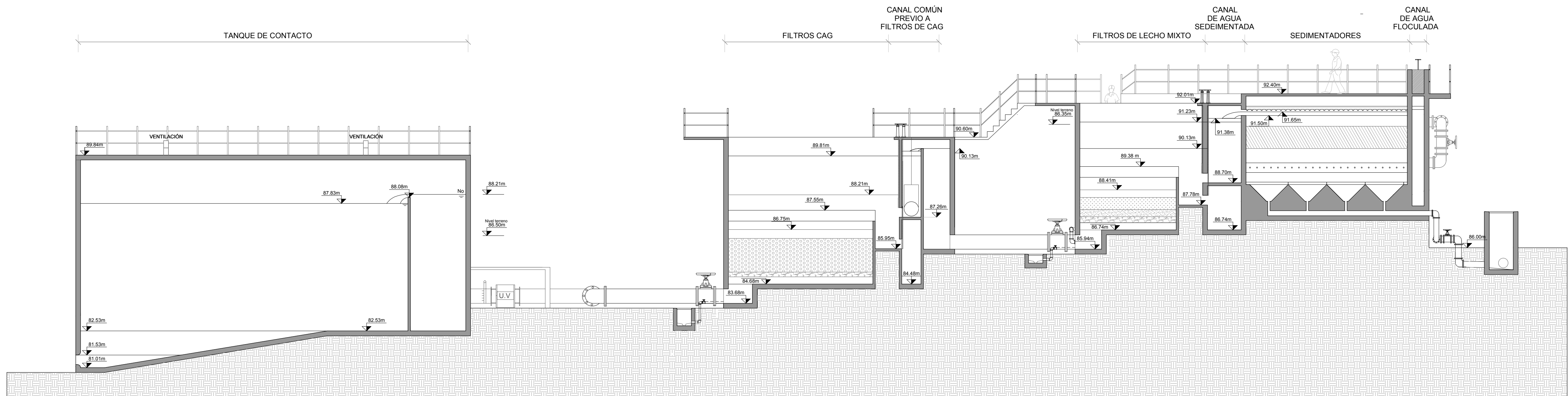
PLANTA ESC. 1-50



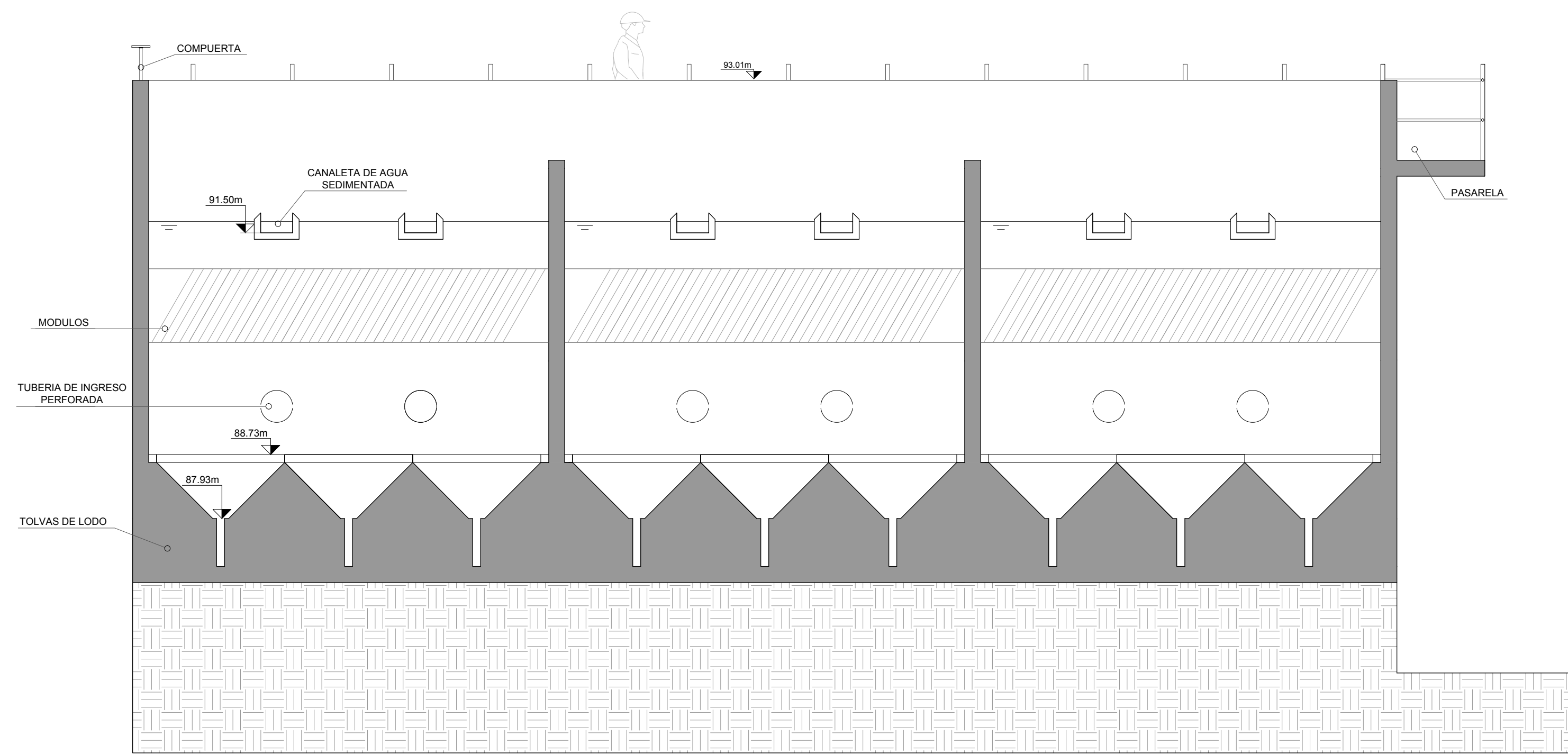
CORTE AA ESC. 1-50



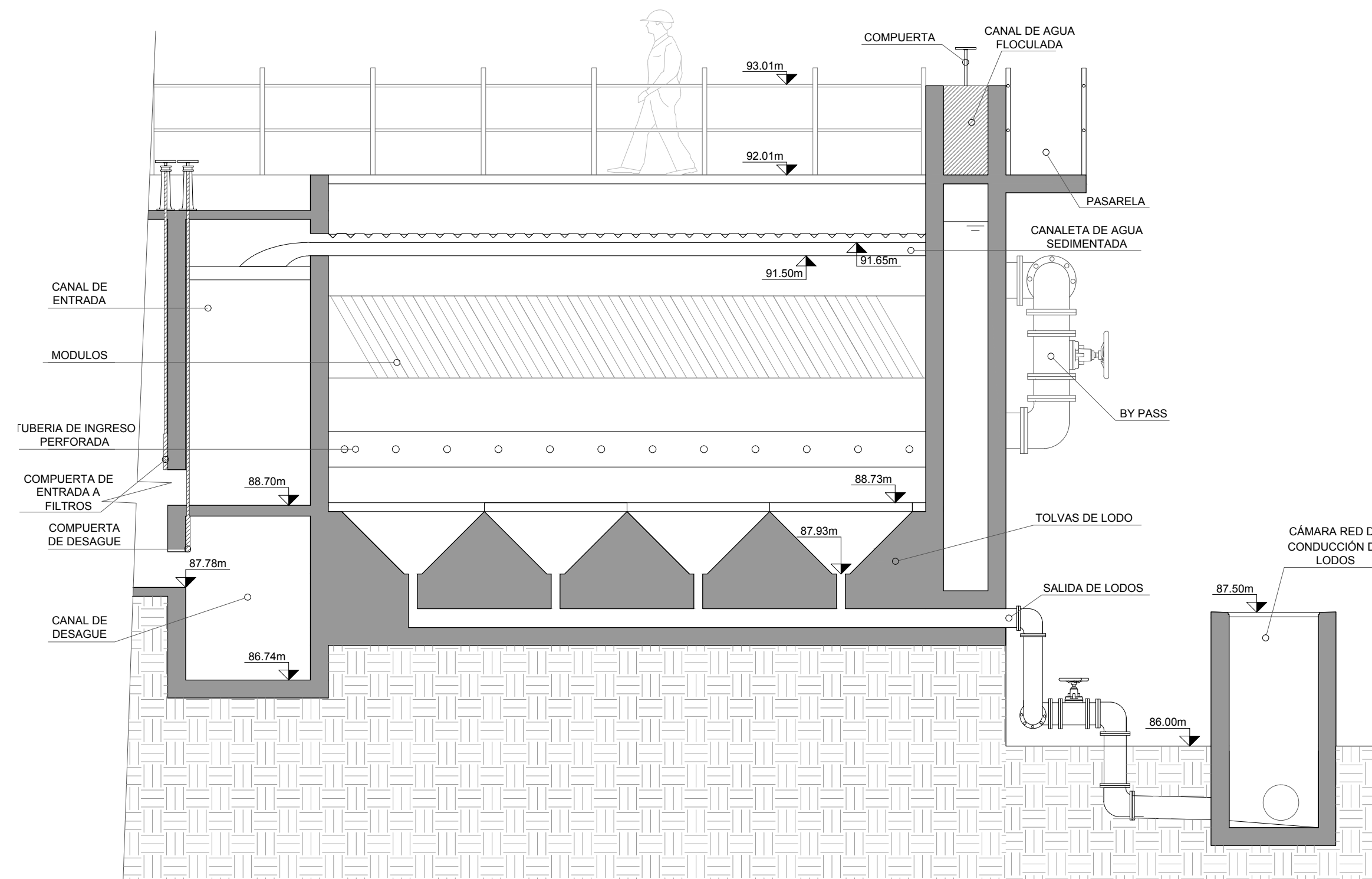
PLANTA ESC. 1-100



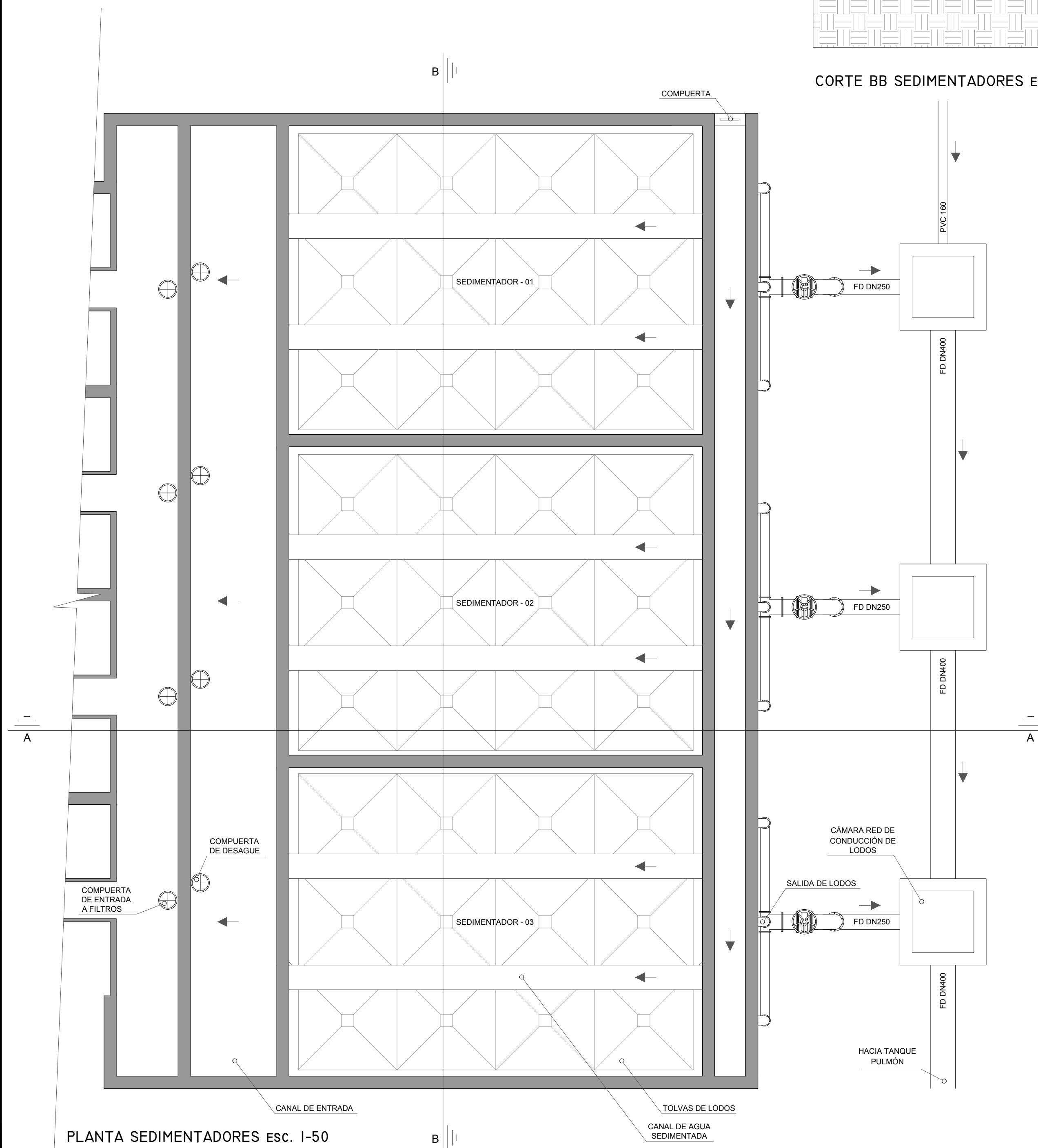
CORTE ESC. 1-100



CORTE BB SEDIMENTADORES Esc. 1-50



CORTE AA SEDIMENTADORES Esc. 1-50



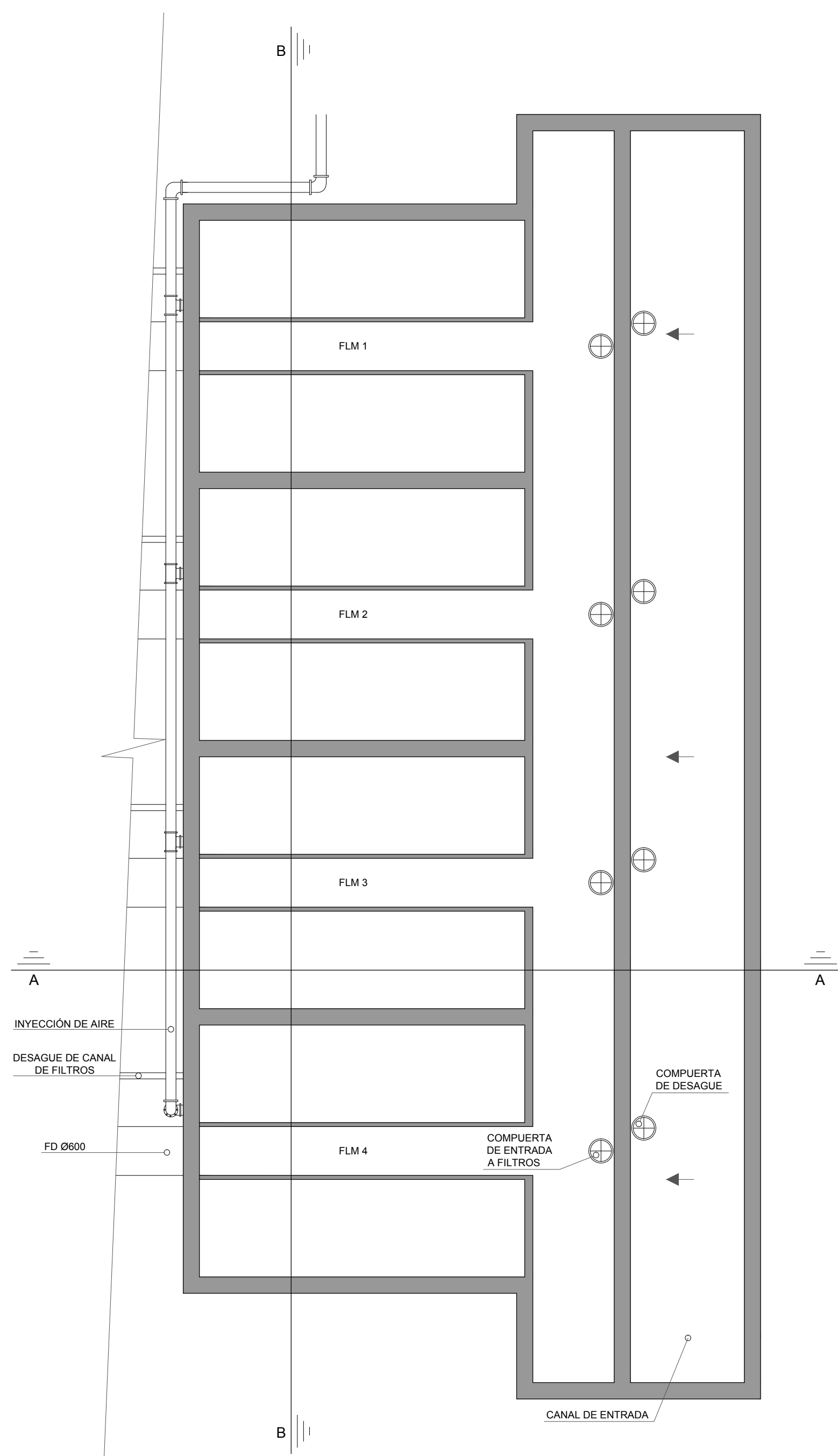
PLANTA SEDIMENTADORES Esc. 1-50



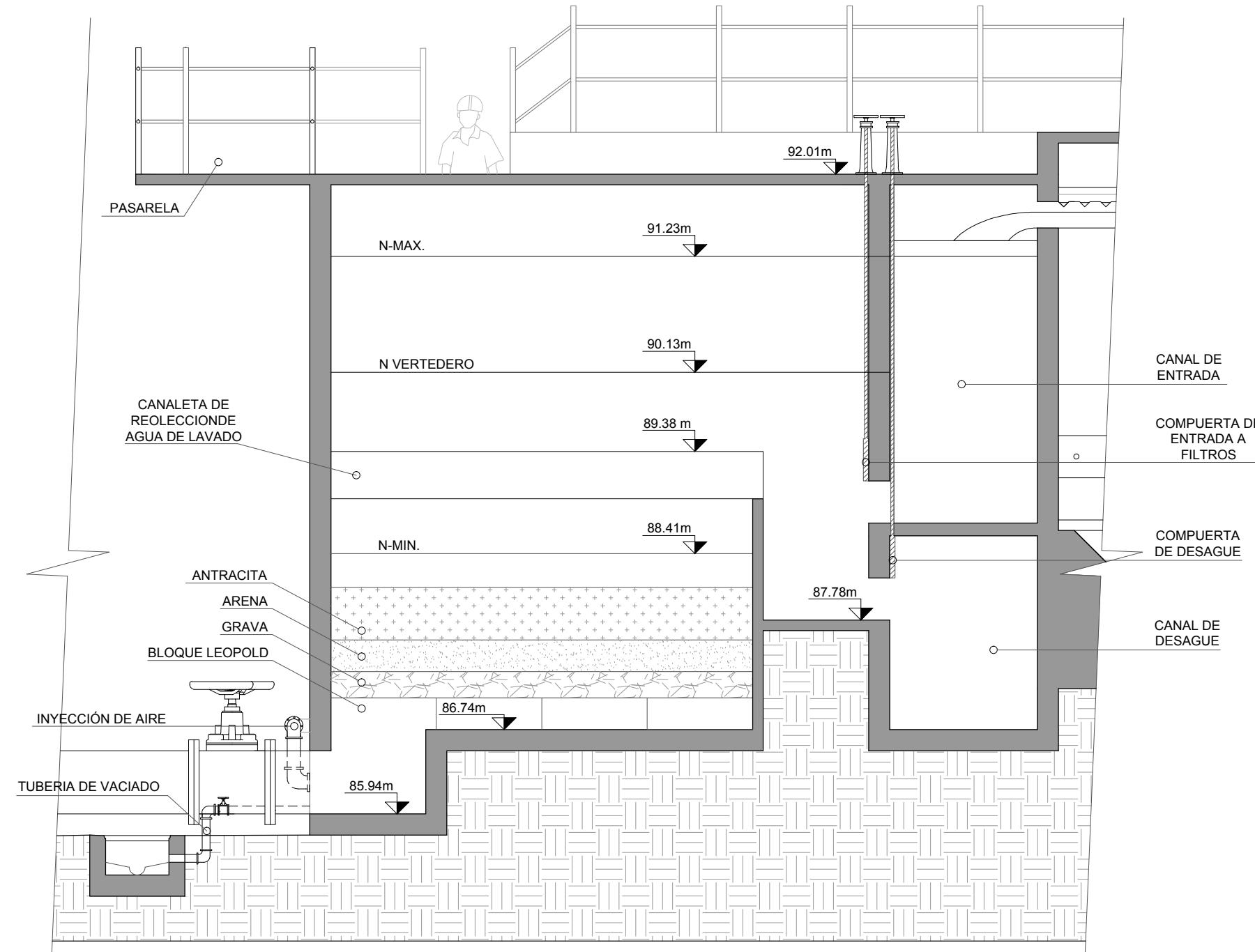
FACULTAD DE INGENIERÍA
INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E INGENIERÍA AMBIENTAL

DISEÑO DE LA NUEVA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE DE DURAZNO

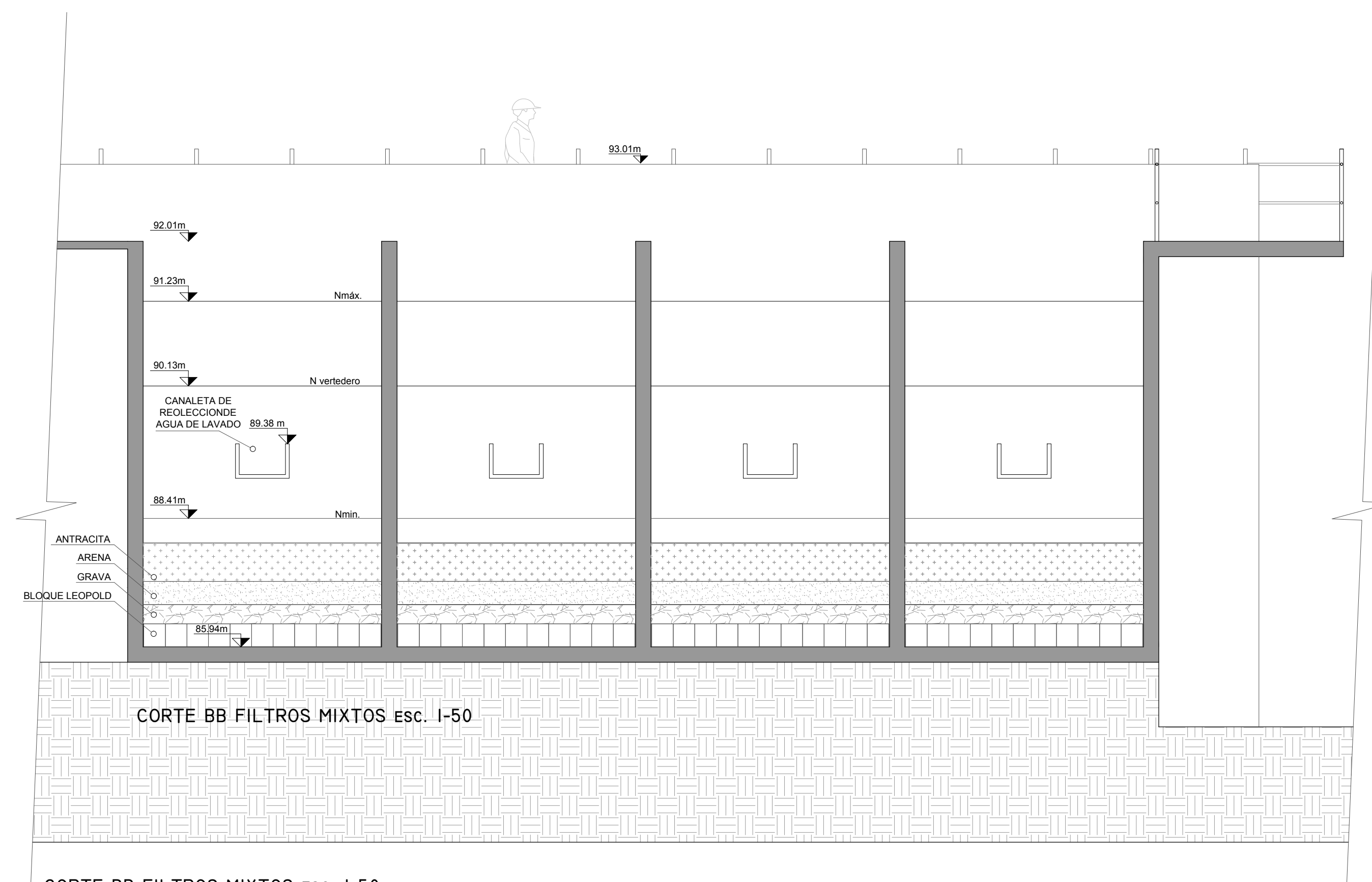
ASIGNATURA:	PROYECTO DE GRADO HIDRÁULICA AMBIENTAL - CURSO 2013		
PLANO :	PLANTA POTABILIZADORA - SEDIMENTADORES: CORTES Y PLANTA		
ESCALA: 1/50	ALUMNOS: Dalana Cirelli Oscar Muñoz	TUTORES: Ing. Danilo Ríos Ing. Julieta López Ing. Daniel Schenzer	LÁMINA: 7
FECHA : JULIO 2014			



PLANTA FILTROS MIXTOS Esc. 1-50



CORTE AA FILTROS MIXTOS Esc. 1-50



CORTE BB FILTROS MIXTOS Esc. 1-50

CORTE BB FILTROS MIXTOS Esc. 1-50

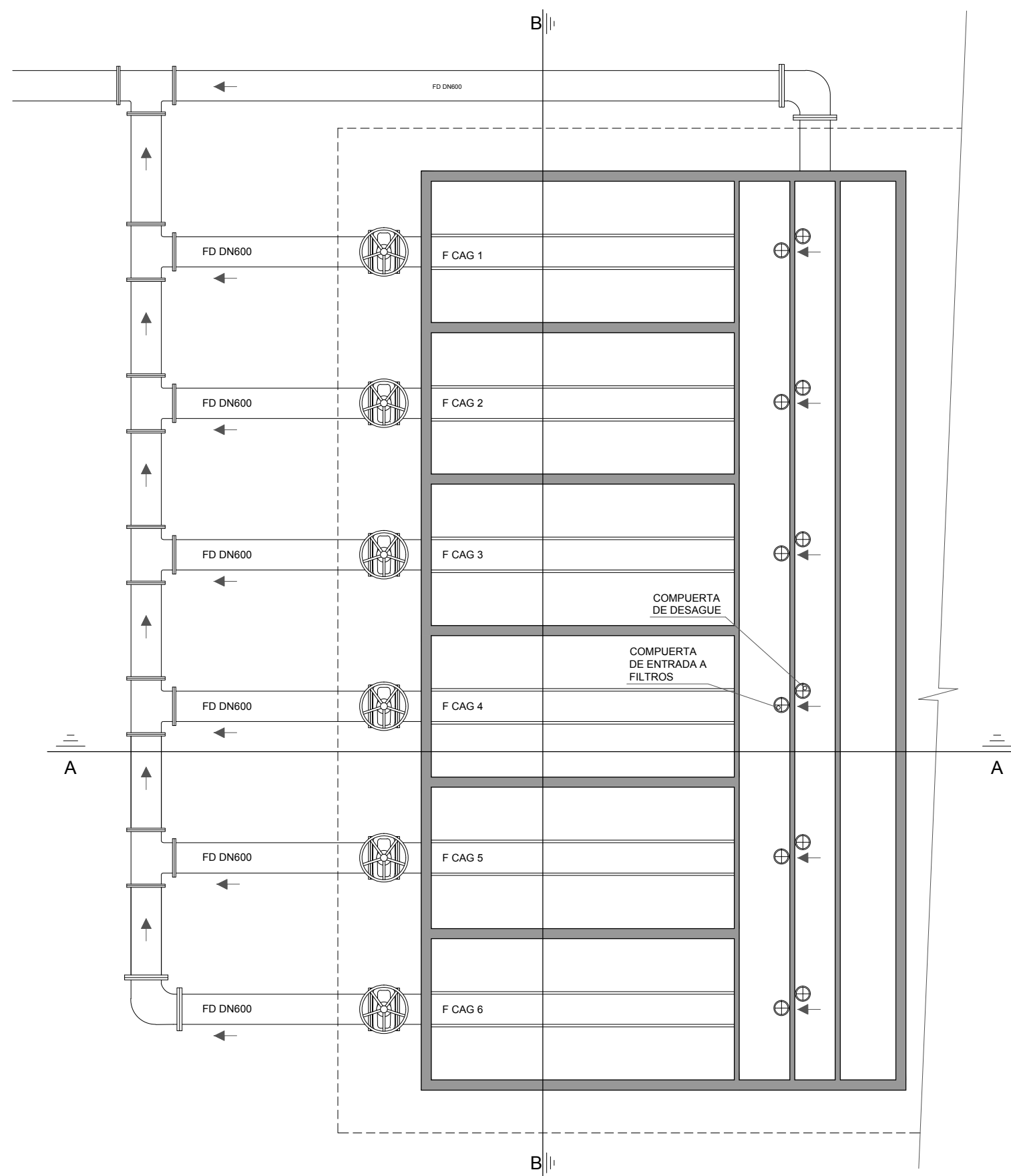


FACULTAD DE INGENIERÍA

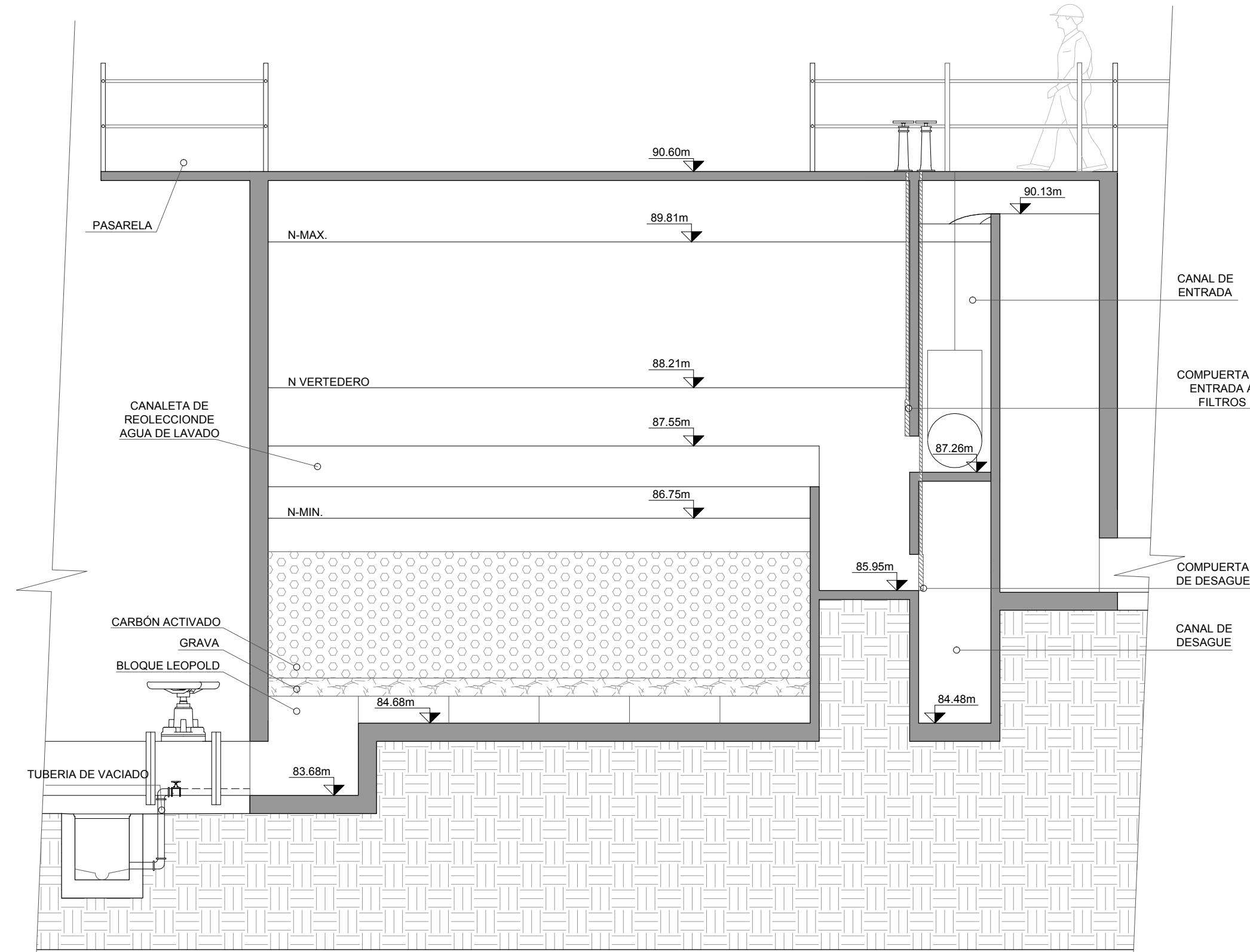
**INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS
FLUIDOS E INGENIERÍA AMBIENTAL**

DISEÑO DE LA NUEVA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE DE DURAZNO

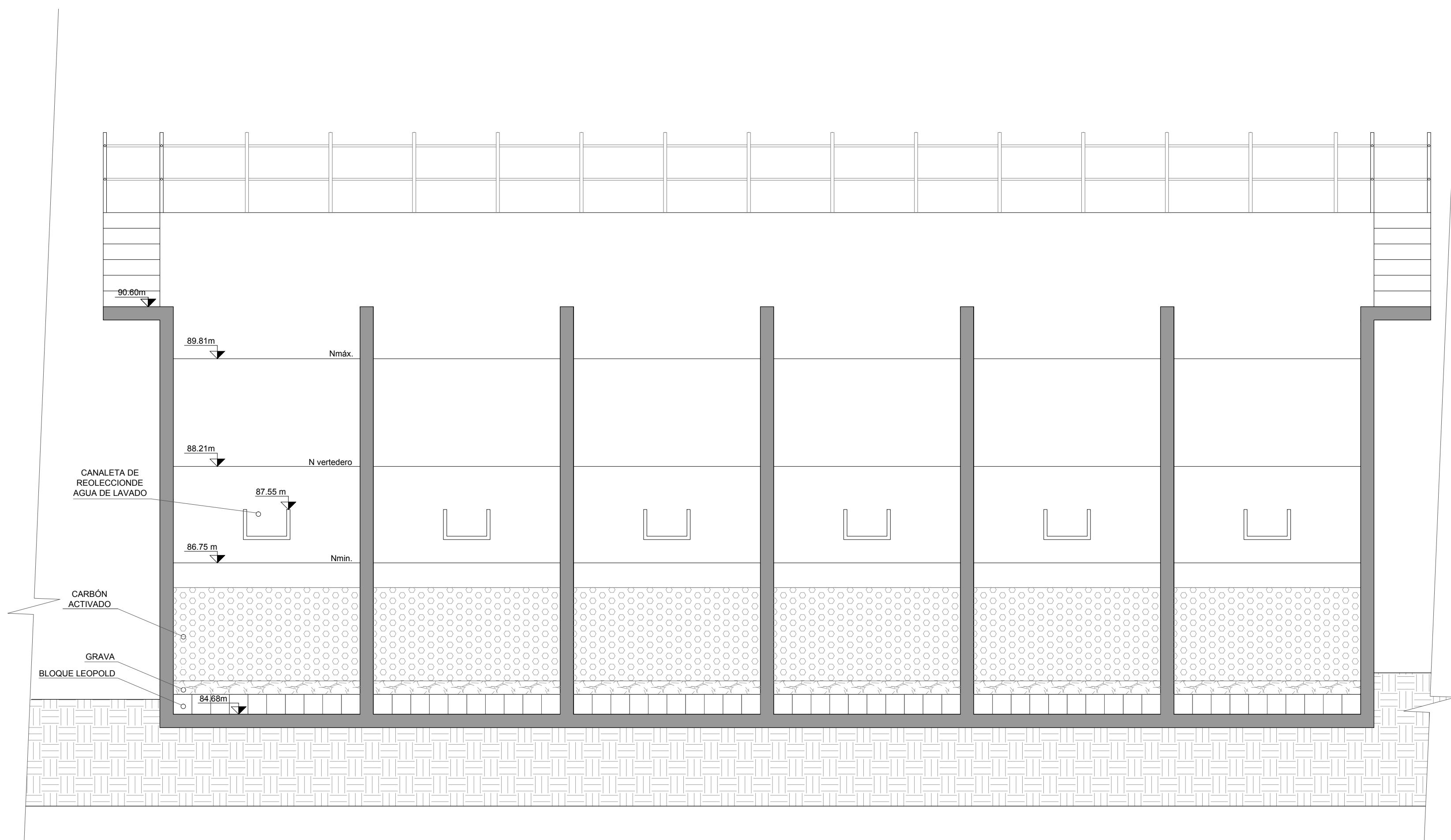
ASIGNATURA:	PROYECTO DE GRADO HIDRÁULICA AMBIENTAL - CURSO 2013		
PLANO :	PLANTA POTABILIZADORA - FILTROS DE LECHO MIXTO: CORTES Y PLANTA		
ESCALA: 1/50	ALUMNOS: Dalana Crelli Oscar Muñoz	TUTORES: Ing. Danilo Ríos Ing. Julieta López Ing. Daniel Schenzer	LÁMINA: 8
FECHA : JULIO 2014			



PLANTA ESC. 1-100



CORTE AA ESC. 1-50



CORTE BB ESC. 1-50

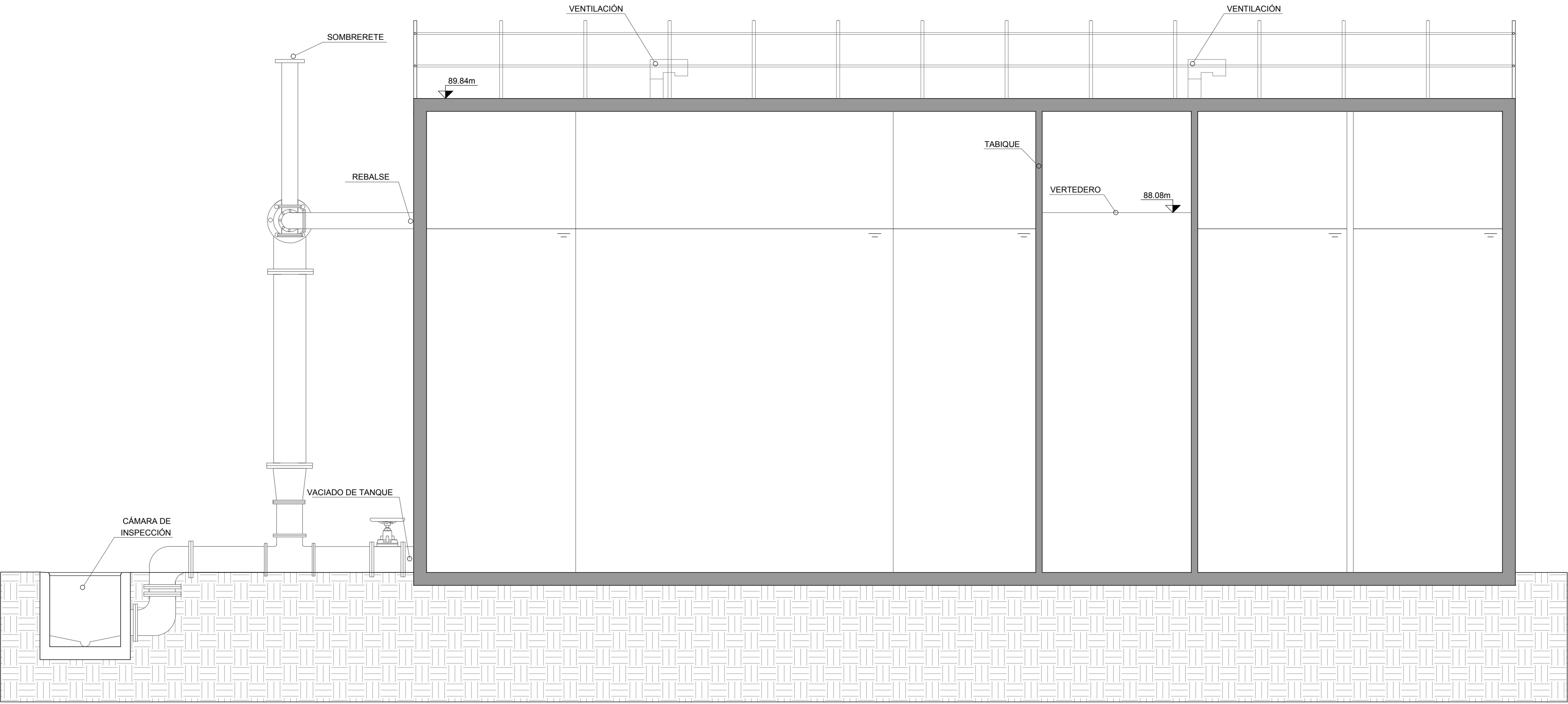


FACULTAD DE INGENIERÍA

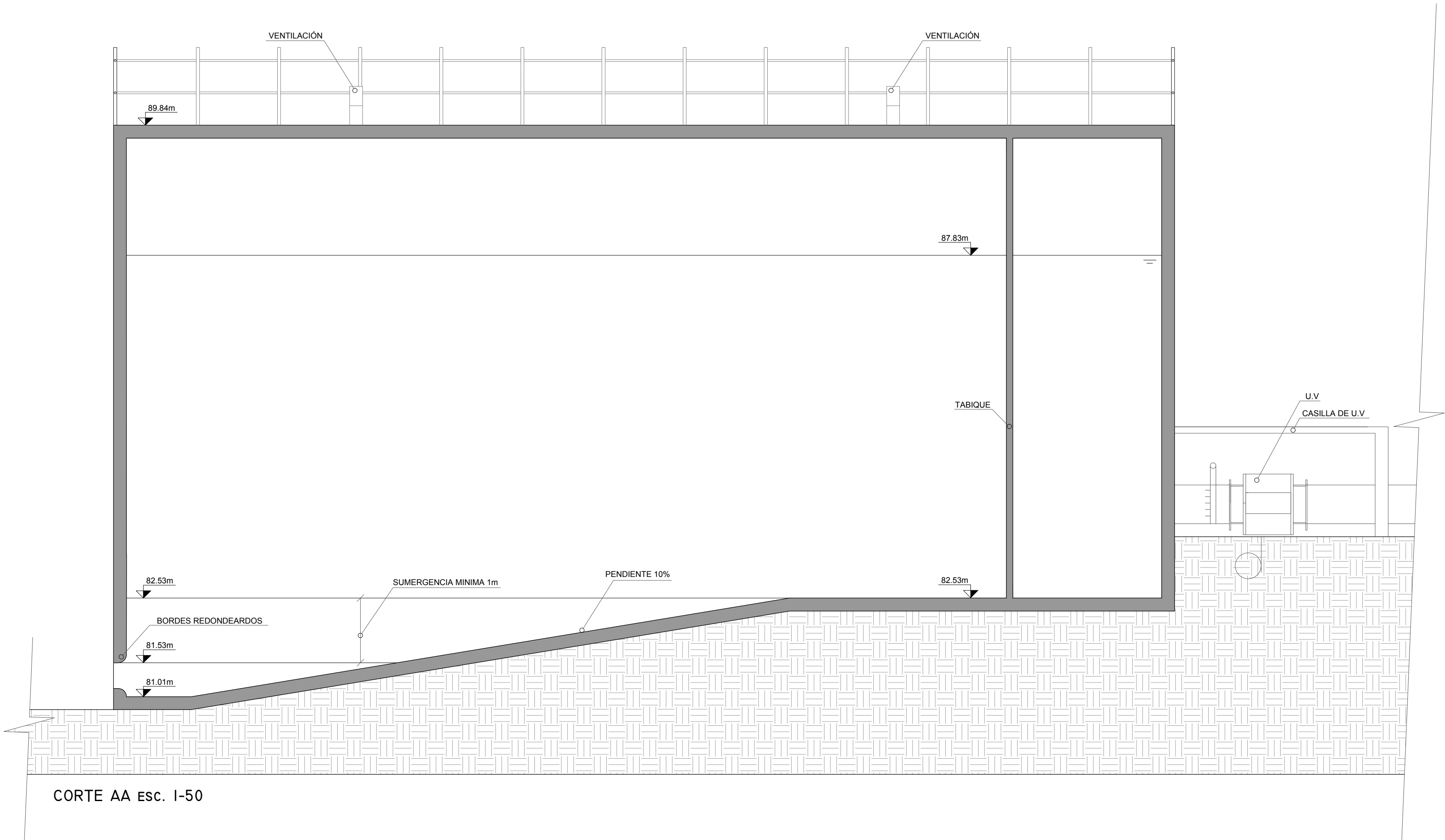
**INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS
FLUIDOS E INGENIERÍA AMBIENTAL**

DISEÑO DE LA NUEVA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE DE DURAZNO

ASIGNATURA:	PROYECTO DE GRADO HIDRÁULICA AMBIENTAL - CURSO 2013		
PLANO:	PLANTA POTABILIZADORA - FILTROS CAG: CORTES Y PLANTA		
ESCALA: 1/100 - 1/50	ALUMNOS:	TUTORES:	LÁMINA:
FECHA: JULIO 2014	Dalana Cirelli Oscar Muñoz	Ing. Danilo Ríos Ing. Julieta López Ing. Daniel Schenzer	9

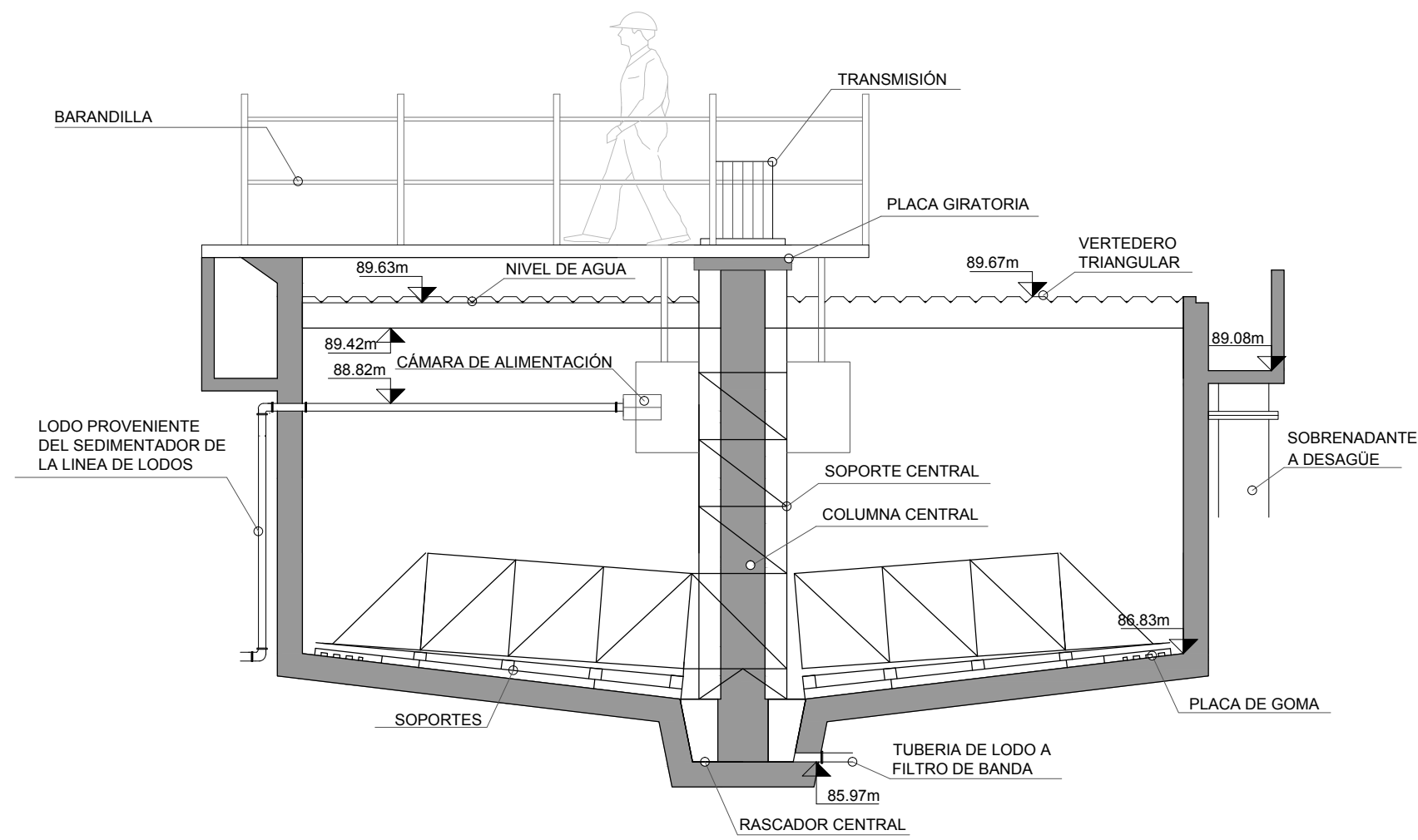
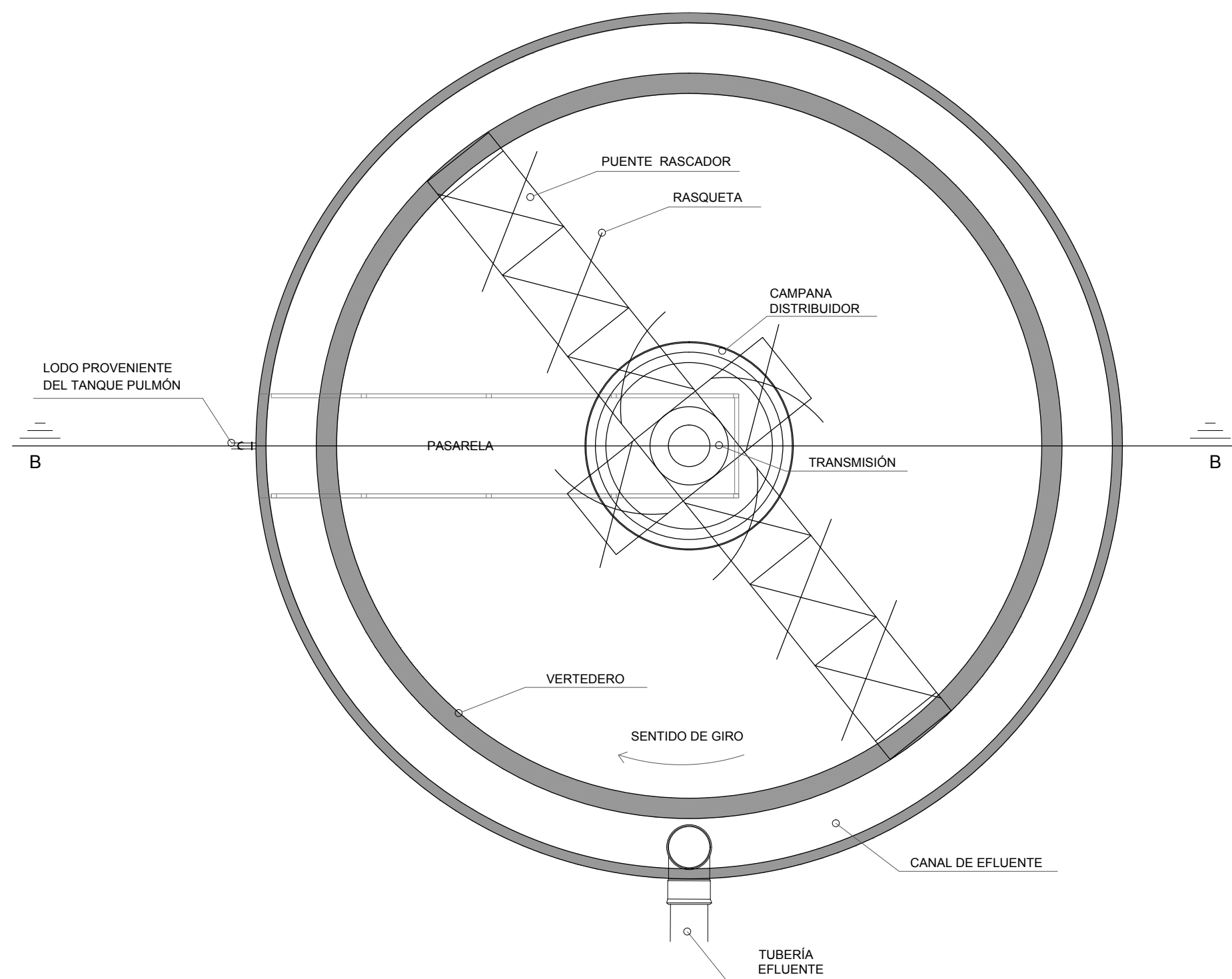
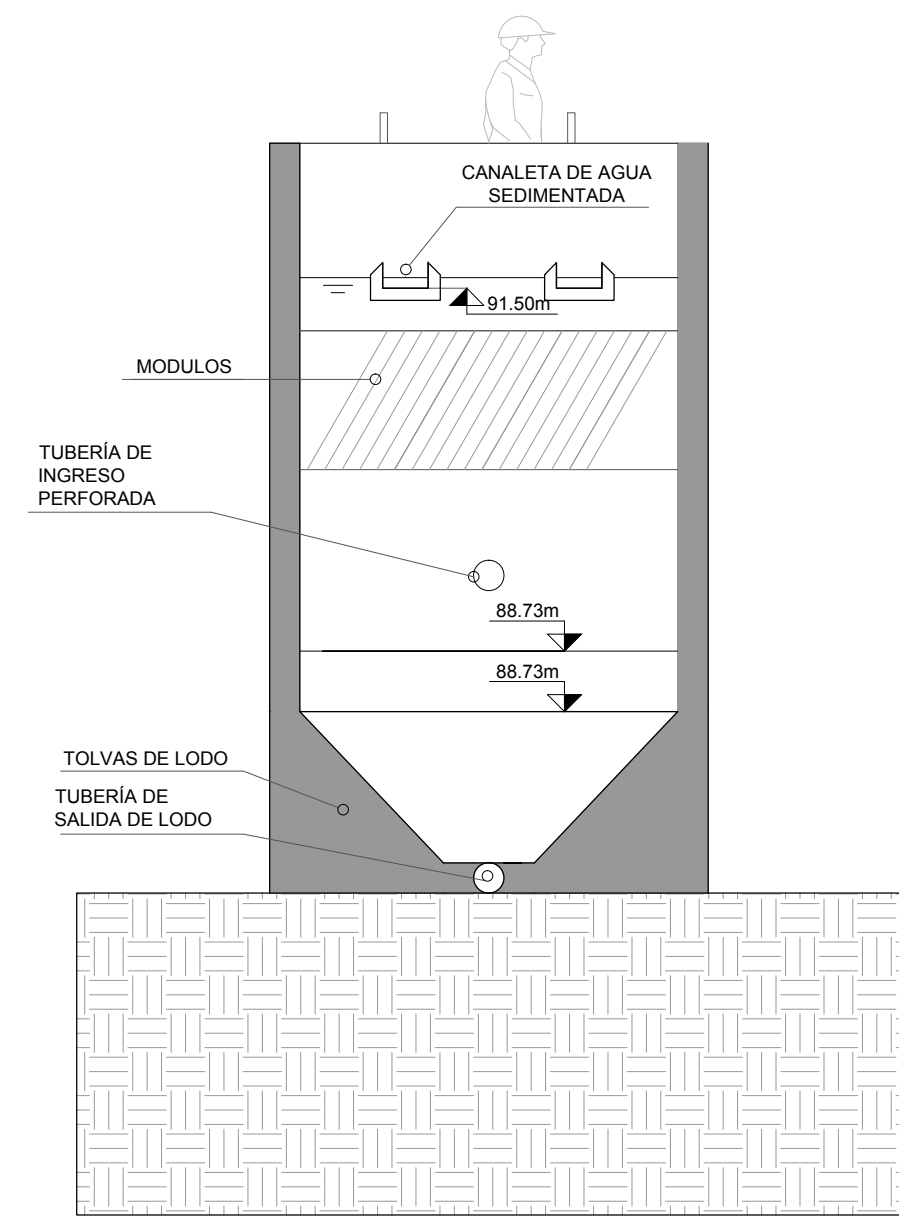
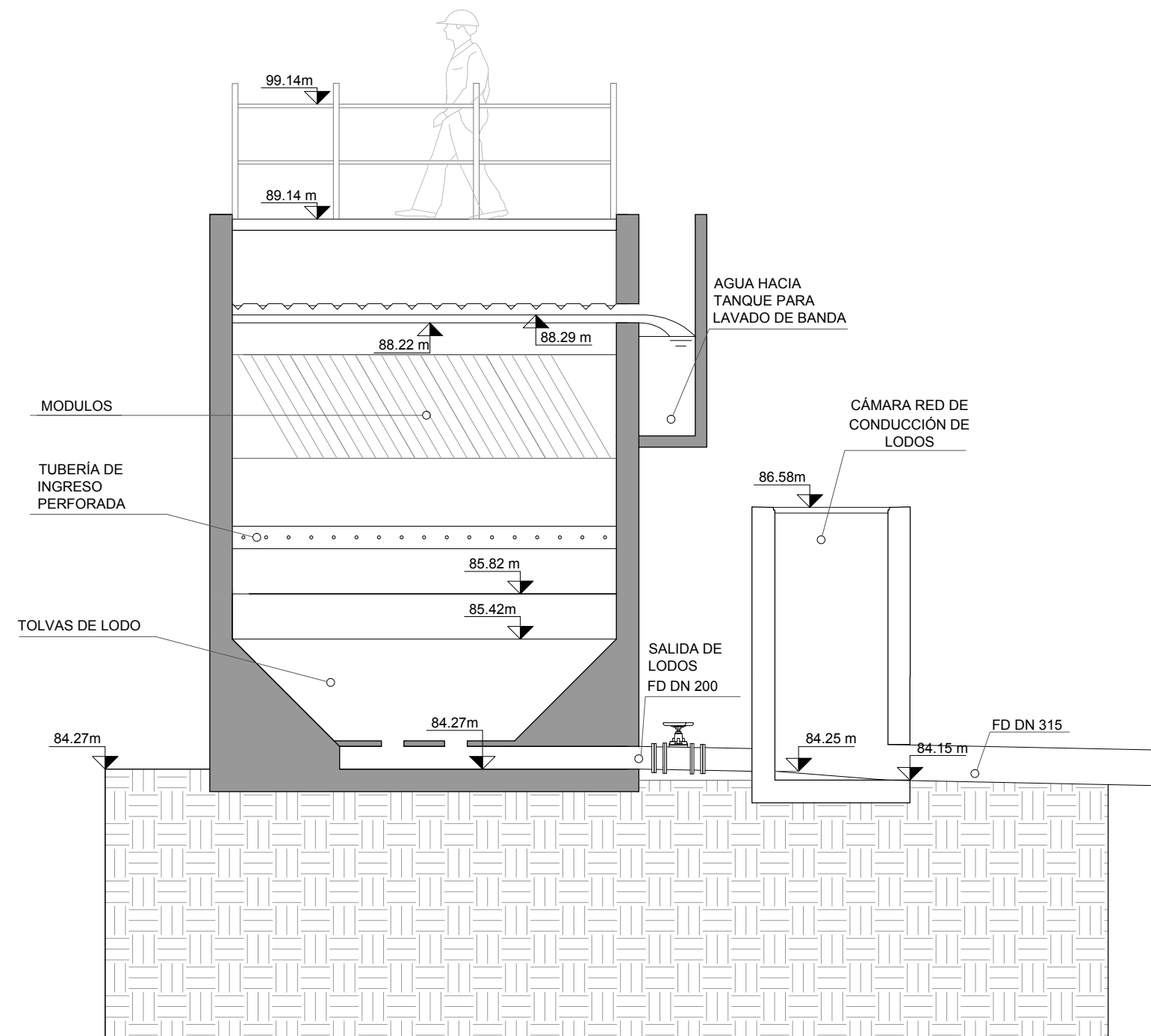
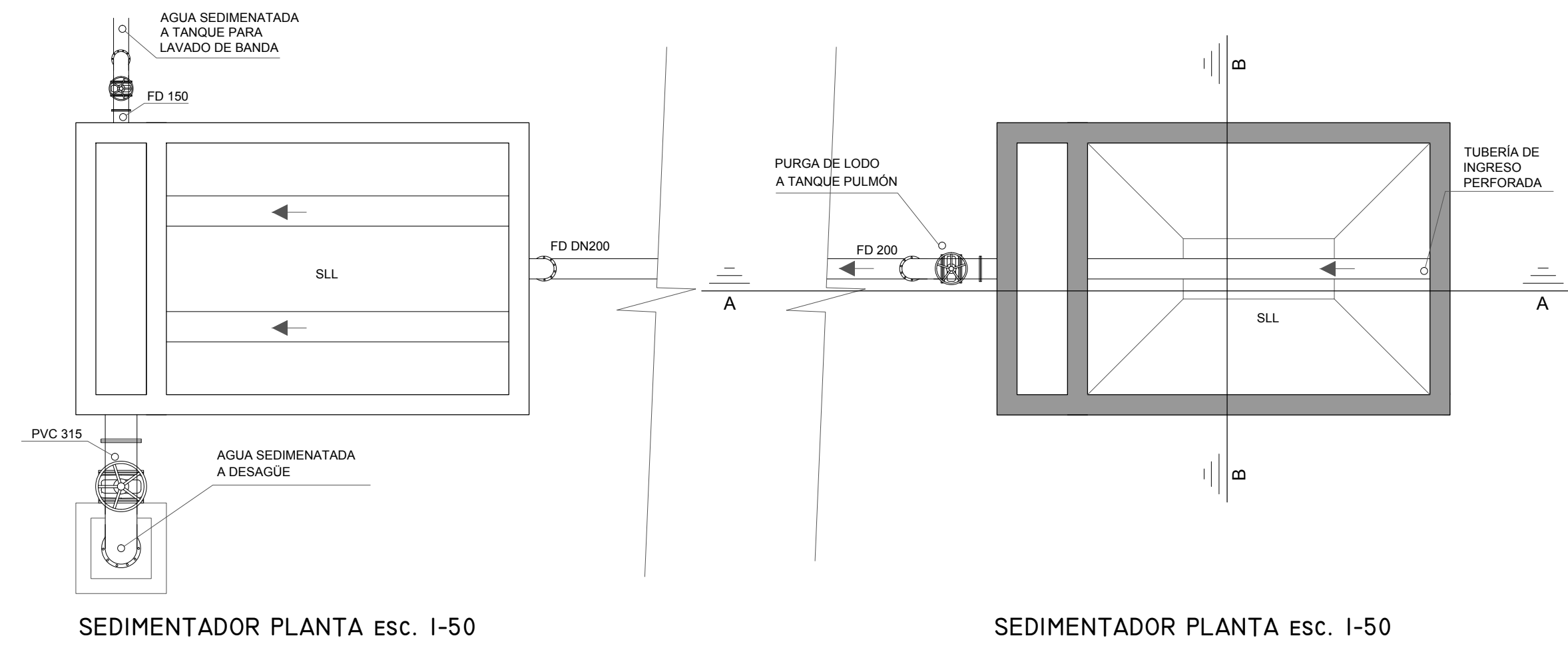


CORTE BB Esc. 1-50



CORTE AA Esc. 1-50

REFERENCIAS:
VER INDICACION DE CORTE DE TANQUE EN PLANO N°06



SISTEMA GENERAL DE DESAGUES ESC. I-50

