

**DIAGNÓSTICO, EVALUACIÓN, DISEÑOS Y ESTUDIOS REFERENTES A AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO BÁSICO, EN LAS DIFERENTES COMUNAS Y CORREGIMIENTOS DEL
MUNICIPIO DE MEDELLÍN – CONVENIO INTERADMINISTRATIVO 4600071157/2017,
SUSCRITO CON EL MUNICIPIO DE MEDELLÍN**



**REVISIÓN Y ACTUALIZACIÓN DE LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS DE
ACUEDUCTO Y SANEAMIENTO BÁSICO DEL SECTOR LAS CAMELIAS -
VEREDA LA VERDE - CORREGIMIENTO DE SAN ANTONIO DE PRADO**

AGOSTO 2017

DIAGNÓSTICO, EVALUACIÓN, DISEÑOS Y ESTUDIOS REFERENTES A AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO, EN LAS DIFERENTES COMUNAS Y CORREGIMIENTOS DEL MUNICIPIO DE MEDELLÍN – CONVENIO INTERADMINISTRATIVO 4600071157/2017, SUSCRITO CON EL MUNICIPIO DE MEDELLÍN

REVISIÓN Y APROBACIÓN

Título documento: DIAGNÓSTICO, EVALUACIÓN, DISEÑOS Y ESTUDIOS REFERENTES A AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO DEL SECTOR LAS CAMELIAS - VEREDA LA VERDE - CORREGIMIENTO DE SAN ANTONIO DE PRADO					
Código del documento: CAMEL_AA_D_IN_03_Informe General_V1					
A P R O B A C I Ó N	NÚMERO DE REVISIÓN		0	1	2
	Elaboración	Nombre	Jessica Duque Ramírez Sara catalina López Pineda	Jessica Duque Ramírez Sara catalina López Pineda	
		Firma			
		Fecha	Agosto 2017	Agosto 2017	
	Revisión	Nombre	Fabio Hernán Arango Delgado	Fabio Hernán Arango Delgado	
		Firma			
		Fecha	Agosto 2017	Agosto 2017	
	Interventoría	Nombre		Diego Acosta Betancur	
		Firma			
		Fecha			

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	12
1. INFORMACIÓN GENERAL DEL CORREGIMIENTO DE SAN ANTONIO DE PRADO	14
1.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA	14
1.2 EXTENSIÓN, PISOS TÉRMICOS Y LÍMITES TERRITORIALES	14
1.3 VÍAS DE COMUNICACIÓN Y DE ACCESO AL CORREGIMIENTO	14
1.4 ASPECTOS CLIMATOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS	14
1.4.1 Zonas de vida	14
1.4.2 Hidrografía	14
1.4.3 Hidrología	15
1.4.4 Geología	16
1.4.5 Amenazas de origen natural en la zona	16
1.5 ASPECTOS HISTÓRICOS Y POLÍTICO ADMINISTRATIVOS	16
1.5.1 Antecedentes de la actual configuración urbana	16
1.5.2 Aspectos político – administrativos	16
1.6 ASPECTOS URBANÍSTICOS	18
1.7 GENERALIDADES SOBRE LOS SERVICIOS PÚBLICOS	18
1.7.1 Los servicios de energía eléctrica y telefonía	18
1.7.2 Los servicios de Acueducto, Alcantarillado y Aseo	18
1.7.3 El servicio de gas domiciliario	20
1.8 LEVANTAMIENTO ALTIPLANIMÉTRICO	20
2. CONTEXTO DEL PROYECTO	21
3. INDICADORES DE LOS SERVICIOS DE ACUEDUCTO Y SANEAMIENTO	24
3.1 INDICADORES ACTUALES DE LOS SERVICIOS	24
3.1.1 Población e inmuebles	24
3.1.2 Suscriptores de los servicios de Acueducto y Saneamiento	24
3.1.3 Producción, facturación y pérdidas en el acueducto	25
3.1.4 Dotaciones de agua del servicio de acueducto	26
3.1.5 Factores de consumo máximo diario y máximo horario	26
3.1.6 Capacidad instalada y utilizada del acueducto	28
3.2 INDICADORES DEFINITIVOS DE LOS SERVICIOS	29
3.2.1 Dotaciones y pérdidas del acueducto	29
3.2.2 Proyecciones de población y demandas máximas de agua potable	29
3.2.3 Cobertura de micromedición e índice de micromedición efectiva	31
3.2.4 Resumen de Indicadores de los servicios de acueducto y saneamiento	31
4. DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO.....	33
4.1 FUENTE DE ABASTECIMIENTO	33

4.2	SISTEMA DE APROVECHAMIENTO DE AGUA CRUDA	33
4.2.1	Bocatoma	34
4.2.2	Caja de derivación	35
4.2.3	Línea de aducción	37
4.3	SISTEMA DE PRETRATAMIENTO - DESARENADOR	41
4.3.1	Parámetros de diseño	41
4.3.2	Datos de entrada	42
4.3.3	Cálculos y resultado	42
4.4	LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA CRUDA	45
4.5	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE (PTAP)	49
4.5.1	Sistema de entrada	49
4.5.2	Dosificación del coagulante	50
4.5.3	Sistema de floculación	50
4.5.4	Sistema de sedimentación	58
4.5.5	Sistema de filtración	67
4.5.5	Dosificación de cloro	78
4.5.6	Sistema de manejo de lodos	78
4.6	SISTEMA DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE	80
4.6.1	Parámetros de diseño	81
4.6.2	Dimensionamiento de la estructura	82
4.6.3	Cálculos y resultados	83
4.6.4	Simulación de la red de distribución	84
4.7	ALCANTARILLADO INTERNO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE	88
4.8	CASETA DE OPERACIÓN Y OBRAS COMPLEMENTARIAS	88
4.9	RED DE ACUEDUCTO	92
4.9.1	Cálculo hidráulico	92
4.9.2	Descripción de la modelación	94
4.9.3	Construcción de la red de distribución	101
4.10	RESUMEN DEL PROYECTO DE ACUEDUCTO	103
4.10.1	Fuente de abastecimiento y bocatoma	104
4.10.2	Línea de aducción (Caja de derivación – desarenador)	104
4.10.3	Desarenador	104
4.10.4	Línea de Conducción (Desarenador – Planta de Tratamiento)	104
4.10.5	Planta de tratamiento de agua potable	105
4.10.6	Tanque de almacenamiento	105
4.10.7	Redes de distribución	105
4.10.8	Macromedición y micromedición	105
5.	RESUMEN DE OBRAS E INVERSIONES PARA EL SISTEMA DE ACUEDUCTO	106
6.	DISEÑO DEL SISTEMA DE SANEAMIENTO	107
6.1	RED DE ALCANTARILLADO CONVENCIONAL	107
6.1.1	Criterios y parámetros básicos para el diseño	108
6.1.2	Descripción de la red de alcantarillado convencional	116



Diagnóstico, Evaluación, Diseños y Estudios
Referentes a Agua Potable y Saneamiento Básico, En
Las Diferentes Comunas y Corregimientos del
Municipio de Medellín



Alcaldía de Medellín
Cuenta con vos

CONTRATO N° 4600071157/2017

6.2	RED DE ALCANTARILLADO NO CONVENCIONAL	122
6.3	SISTEMAS DE TRATAMIENTO INTEGRADO INDIVIDUAL	124
6.3.1	Criterios y parámetros básicos para el diseño	124
6.3.2	Descripción de los sistemas de tratamiento integrados independientes	127
6.4	RESUMEN DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO	130
6.4.1	Condición actual	130
6.4.2	Condición futura	130
7.	RESUMEN DE OBRAS E INVERSIONES PARA EL SISTEMA DE SANEAMIENTO	131
	BIBLIOGRAFÍA	132

LISTA DE TABLAS

TABLA N° 1.	PROYECCIONES DE POBLACIÓN Y VIVIENDAS	23
TABLA N° 2.	POBLACIÓN E INMUEBLES	24
TABLA N° 3.	BALANCE DE USUARIOS DEL SERVICIO DE ACUEDUCTO Y SANEAMIENTO	25
TABLA N° 4.	COEFICIENTES DE CONSUMO HORARIO	28
TABLA N° 5.	PROYECCIONES DE AGUA PRODUCIDA Y FACTURADA	29
TABLA N° 6.	DOTACIONES Y PÉRDIDAS DEL ACUEDUCTO	29
TABLA N° 7.	PROYECCIONES DE POBLACIÓN Y DEMANDAS MAXIMAS	30
TABLA N° 8.	COBERTURA DE MICROMEDICIÓN E ÍNDICES DE MEDICIÓN EFECTIVA.	31
TABLA N° 9.	PARAMETROS E INDICADORES TECNICOS DE LOS SERVICIOS DE ACUEDUCTO Y SANEAMIENTO	32
TABLA N° 10.	DIMENSIONAMIENTO DESARENADOR PROYECTADO	43
TABLA N° 11.	UBICACIÓN DE LAS VÁLVULAS DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA CRUDA	46
TABLA N° 12.	LONGITUDES EQUIVALENTES PARA LOS ACCESORIOS de Ø2" DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	94
TABLA N° 13.	LONGITUDES EQUIVALENTES PARA LOS ACCESORIOS DE Ø1" de LA RED DE DISTRIBUCIÓN	94
TABLA N° 14.	DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES RED DE ACUEDUCTO (AÑO 2017).....	95
TABLA N° 15.	DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES RED DE ACUEDUCTO (AÑO 2.042).....	95
TABLA N° 16.	TUBERÍA PROYECTADA PARA LA RED DE DISTRIBUCIÓN	101
TABLA N° 17.	RESUMEN DE OBRAS E INVERSIONES DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO.	106
TABLA N° 18.	CAUDAL DE DISEÑO EN EL COLECTOR Y RED SECUNDARIA.....	115
TABLA N° 19.	DATOS DE ENTRADA PARA EL DISEÑO DEL ALCANTARILLADO	116
TABLA N° 20.	CAUDAL DE DISEÑO PARA CADA TRAMO DE LA RED DE ALCANTARILLADO CONVENCIONAL	117

TABLA N° 21.	PARÁMETROS HIDRÁULICOS DE CADA TRAMO DE LA RED DE ALCANTARILLADO.....	118
TABLA N° 22.	RESUMEN DE VELOCIDADES EN EL ALCANTARILLADO	119
TABLA N° 23.	RESUMEN DE PROFUNDIDADES EN LAS CÁMARAS DE INSPECCIÓN....	119
TABLA N° 24.	PARÁMETROS HIDRÁULICOS EVALUADOS TRAMO CE-CE2 DEL ALCANTARILLADO DE EPM.....	119
TABLA N° 25.	SISTEMAS DE TRATAMIENTO INTEGRADO INDEPENDIENTE PROYECTADOS	124
TABLA N° 26.	ESPECIFICACIONES DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO INTEGRADO INDEPENDIENTE.....	129
TABLA N° 27.	RESUMEN DE INVERSIONES DEL TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL	131

LISTA DE FIGURAS

FIGURA N°1.	LOCALIZACION GENERAL VEREDA LA VERDE	15
FIGURA N°2.	DIVISIÓN VEREDAL CORREGIMIENTO SAN ANTONIO DE PRADO.....	17
FIGURA N°3.	CURVA DE DEMANDA ADOPTADA	27
FIGURA N°4.	BOCATOMA PROYECTADA	36
FIGURA N°5.	CAJA DE DERIVACIÓN PROYECTADA	37
FIGURA N°6.	LINEA DE ADUCCIÓN PROYECTADA	40
FIGURA N°7.	DESARENADOR PROYECTADO.....	45
FIGURA N°8.	LINEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA CRUDA PROYECTADA.....	48
FIGURA N°9.	BOMBA DOSIFICADORA DE QUÍMICOS	50
FIGURA N°10.	FLOCULADOR DE MANTO DE LODOS PROYECTADO	57
FIGURA N°11.	SEDIMENTADOR DE ALTA TASA PROYECTADO	67
FIGURA N°12.	FILTRO AUTOLAVANTE PROYECTADO	77
FIGURA N°13.	LECHOS DE SECADO PROYECTADOS	80
FIGURA N°14.	TANQUE DE ALMACENAMIENTO PROYECTADO.....	85
FIGURA N°15.	COMPORTAMIENTO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO (AÑO 2.017)	86
FIGURA N°16.	COMPORTAMIENTO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO (AÑO 2.042)	87
FIGURA N°17.	ALCANTARILLADO INTERNO PROYECTADO DE LA PTAP	89
FIGURA N°18.	CASETA DE OPERACIONES PROYECTADA	90
FIGURA N°19.	LOCALIZACIÓN GENERAL DE LA PTAP, EL TANQUE DE ALMACENAMIENTO Y LA CASETA DE OPERACIONES	91
FIGURA N°20.	RED DE ACUEDUCTO PROYECTADA	97
FIGURA N°21.	PRESION DINÁMICA EN EL NODO LCN-12 (AÑO 2.017).....	98
FIGURA N°22.	PRESION DINÁMICA EN EL NODO LCN-12 (AÑO 2.042).....	99
FIGURA N°23.	PRESIONES A LA HORA DE MÁXIMO CONSUMO	100

FIGURA N°24.	ACOMETIDA DOMICILIARIA.....	103
FIGURA N°25.	ELEMENTOS A TUBO PARCIALMENTE LLENO	111
FIGURA N°26.	CONEXIÓN A LA RED DE ALCANTARILLADO EXISTENTE	120
FIGURA N°27.	RED DE ALCANTARILLADO CONVENCIONAL PROYECTADA	121
FIGURA N°28.	RED DE ALCANTARILLADO NO CONVENCIONAL PROYECTADA	123
FIGURA N°29.	SISTEMA DE TRATAMIENTO INTEGRADO INDEPENDIENTE PROYECTADO	128
FIGURA N°30.	LOCALIZACIÓN DE LOS SISTEMAS SÉPTICOS PROYECTADOS	129



Diagnóstico, Evaluación, Diseños y Estudios
Referentes a Agua Potable y Saneamiento Básico, En
Las Diferentes Comunas y Corregimientos del
Municipio de Medellín



Alcaldía de Medellín
Cuenta con vos

CONTRATO N° 4600071157/2017

LISTA DE FOTOS

FOTO 1. VERTIMIENTOS A QUEBRADA Y POZO SÉPTICO EXISTENTE 19

LISTA DE PLANOS DE DISEÑO

Nº PLANO	DESCRIPCIÓN
1/28	CAMEL AA D PL 03 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO
2/28	CAMEL AA D PL 03 LOCALIZACION ESTRUCTURAS
3/28	CAMEL AA D PL 03 LOCALIZACION E HIDRAULICO BOCATOMA
4/28	CAMEL AA D PL 03 ESTRUCTURAL BOCATOMA
5/28	CAMEL AA D PL 03 LOCALIZACION E HIDRAULICO DESARENADOR
6/28	CAMEL AA D PL 03 ADUCCION
7/28	CAMEL AA D PL 03 CONDUCCION
8/28	CAMEL AA D PL 03 VIADUCTOS
9/28	CAMEL AA D PL 03 LOCALIZACION PTAP
10/28	CAMEL AA D PL 03 DESPIECE PTAP
11/28	CAMEL AA D PL 03 HIDRAULICO PTAP
12/28	CAMEL AA D PL 03 HIDRAULICO FILTRO
13/28	CAMEL AA D PL 03 HIDRAULICO TANQUE
14/28	CAMEL AA D PL 03 ESTRUCTURAL TANQUE
15/28	CAMEL AA D PL 03 ESTRUCTURAL LOSAS
16/28	CAMEL AA D PL 03 ARQUITECTONICO CASETA
17/28	CAMEL AA D PL 03 ESTR CASETA
18/28	CAMEL AA D PL 03 ELECTRICO
19/28	CAMEL AA D PL 03 RED ACTO
20/28	CAMEL AA D PL 03 DETALLES CONSTRUCTIVOS
20A/28	CAMEL AA D PL 03 DETALLES CONSTRUCTIVOS
21/28	CAMEL AA D PL 03 SERVIDUMBRES
22/28	CAMEL AA D PL 03 LOCALIZACION ALDO
23/28	CAMEL AA D PL 03 AREAS
24/28	CAMEL AA D PL 03 PLANTA PERFIL 1
25/28	CAMEL AA D PL 03 PLANTA PERFIL 2
26/28	CAMEL AA D PL 03 PLANTA PERFIL 3
27/28	CAMEL AA D PL 03 FISSA1500
28/28	CAMEL AA D PL 03 SERVIDUMBRE ALDO

LISTA DE ANEXOS

- ANEXO 1. CAMEL_AA_D_IN_03_A_Topografia_V1
- ANEXO 2. CAMEL_AA_D_IN_03_A_Informe_Censo_V1
- ANEXO 2.1 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Censo_V1
- ANEXO 3.1 – 3.3 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Proyeccion_V1
- ANEXO 4. CAMEL_AA_D_IN_03_A_Curva_consumo_V1
- ANEXO 5. CAMEL_AA_D_IN_03_A_Estudio_Hidrologico_V1
- ANEXO 6.1 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Informe_Acuazul_V1
- ANEXO 6.2 – 6.5 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Calidad AC_V1
- ANEXO 7. CAMEL_AA_D_IN_03_A_Formularios_V1
- ANEXO 7.1 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Concesión_V1
- ANEXO 7.2 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Ocupación_cauce_V1
- ANEXO 8.1 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Bocatoma_V1
- ANEXO 8.2 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Aduccion_V1
- ANEXO 8.3 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Desarenador_V1
- ANEXO 8.4 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Conducción AC_V1
- ANEXO 8.5. CAMEL_AA_D_IN_03_A_PTAP_V1
- ANEXO 8.5.1 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Diseño Hidráulico Floculador Manto de Lodos_V1
- ANEXO 8.5.2 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Diseño Hidráulico Sedimentador Alta Tasa_V1
- ANEXO 8.5.3 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Diseño Hidráulico Filtros Autolavantes_V1
- ANEXO 8.5.4 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Diseño Hidráulico Sistema Manejo de Lodos_V1
- ANEXO 8.6 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Tanque almacenamiento_V1
- ANEXO 8.6.1 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Balance_masas_V1
- ANEXO 8.7. CAMEL_AA_D_IN_03_A_Aldo PTAP_V1
- ANEXO 8.8.1. CAMEL_AA_D_IN_03_A_Simulación red 2017_V1
- ANEXO 8.8.2 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Simulación red 2042_V1
- ANEXO 8.8.3 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Macros_V1

ANEXO 8.8.4 CAMEL_AA_D_IN_03_A_VRP_V1

ANEXO 8.8.5 – 8.8.6 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Red distribucion_V1

ANEXO 9.1 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Aldo convecional_V11

ANEXO 9.2 – 9.8 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Dis. STII_V1

ANEXO 10.1 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Est. bocatoma_V1

ANEXO 10.2 CAMEL_AA_D_IN_03_A_10.2 Est. Viaductos_V1

ANEXO 10.3 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Est. tanque almac_V1

ANEXO 10.4 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Est. losas_V1

ANEXO 10.7 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Est. caseta_V1

ANEXO 11 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Info. suelos_V1

ANEXO 12 CAMEL_AA_D_IN_03_A_MOM Acto_V1

ANEXO 12.1 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Formatos Acto_V1

ANEXO 12.2 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Equipos y herramientas_V1

ANEXO 12.3 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Epp y señalizacion_V1

ANEXO 12.4. CAMEL_AA_D_IN_03_A_Especificaciones_tecnicas_acto_V1

ANEXO 13 CAMEL_AA_D_IN_03_A_MOM Aldo_V1

ANEXO 13.1 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Formatos saneamiento_V1

ANEXO 13.2 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Equipos y herramientas_Saneamiento_V1

ANEXO 13.3 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Epp y señalizacion_Saneamiento_V1

ANEXO 14 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Dis. electrico_V1

ANEXO 15 CAMEL_AA_D_IN_03_A_Servidumbres_V1

ANEXO 16.1 – 16.10 CAMEL_AA_D_IN_03_A_COyPPTO_Acto_V1

ANEXO 16.11 – 16.14 CAMEL_AA_D_IN_03_A_16.11-16.14_COyPPTO_Aldo_V1

ANEXO 17 CORMED_AA_D_IN_03_A_APU_V1

INTRODUCCIÓN

El municipio de Medellín dentro de su Plan de Desarrollo Municipal “Medellín cuenta con vos 2016 – 2019”, en el Reto 7.2 “Medellín con acceso de calidad a los Servicios Públicos”, contempla el programa de **Acceso de Calidad al Acueducto y al Alcantarillado**, cuyo objeto se centra en superar las falencias de los acueductos rurales y periurbanos que ha financiado, al mismo tiempo que desarrolla nuevos proyectos que permitan garantizar cobertura plena de los servicios de acueducto y saneamiento básico dentro de su jurisdicción redundando en calidad de vida, para aquellas comunidades que por sus condiciones no tienen acceso a servicios públicos de calidad.

Teniendo en cuenta lo anterior, el Municipio de Medellín adjudicó a la empresa SANEAR S.A el Contrato de consultoría 4600071157 de 2017, cuyo objeto principal se centra en realizar el **DIAGNÓSTICO, EVALUACIÓN, DISEÑOS Y ESTUDIOS REFERENTES A AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO EN LAS DIFERENTES COMUNAS Y CORREGIMIENTOS DE MEDELLÍN** y el cual tiene como duración cinco (5) meses, contados a partir de la fecha acordada en el acta de inicio.

El alcance del objeto del contrato comprende la ejecución de los diseños contemplados en los siguientes componentes:

- Componente 1: diagnóstico y diseño del acueducto La Perla del corregimiento Altavista
- Componente 2: diseño de alcantarillado de agua residual doméstica del sector El Cartucho del corregimiento de Santa Elena
- Componente 3: rediseño y actualización de los diseños de la ampliación del acueducto La China hacia las veredas La Volcana, La Aldea y sector Popayán del corregimiento San Sebastián de Palmitas
- Componente 4: revisión y actualización de los estudios y diseños del acueducto y saneamiento básico en los sectores Los Rieles y Las Camelias en la vereda La Verde y La Loma en la vereda Montañita del corregimiento San Antonio de Prado
- Componente 5: revisión y actualización de los estudios y diseños de acueducto y saneamiento básico en la vereda La Palma del corregimiento San Cristóbal
- Componente 6: diagnóstico, estudio y diseño de la red de distribución entre la PTAP y el acceso al sector El Rosario del acueducto Multiveredal Santa Elena del corregimiento Santa Elena
- Componente 7: diagnóstico, estudio y diseño de la red de alcantarillado en la vereda Travesías del corregimiento San Cristóbal

Posterior a la fecha de inicio del contrato se adiciona el diseño de la captación y red de impulsión del acueducto de La Flores del corregimiento de Santa Elena.

Como parte de los entregables del contrato en mención se cuenta con el presente informe el cual contiene la revisión y actualización de los estudios y diseños del acueducto y saneamiento básico en el sector Las Camelias en la vereda La Verde del corregimiento San Antonio de Prado, el cual corresponde al componente 4 del contrato, con el cual se pretende obtener y definir las actividades necesarias y sus costos para proyectar las inversiones requeridas a fin de mejorar las condiciones de la prestación del servicio en el sector, después de haber identificado y establecido los principales problemas y necesidades.



**Diagnóstico, Evaluación, Diseños y Estudios
Referentes a Agua Potable y Saneamiento Básico, En
Las Diferentes Comunas y Corregimientos del
Municipio de Medellín**



**Alcaldía de Medellín
Cuenta con vos**

CONTRATO N° 4600071157/2017

Para lograr el objetivo descrito se han puesto a disposición del contrato, los recursos y el personal idóneo para garantizar la ejecución de todas las actividades previstas para poder entregar los diseños y presupuestos requeridos a satisfacción.

1. INFORMACIÓN GENERAL DEL CORREGIMIENTO DE SAN ANTONIO DE PRADO

1.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA

San Antonio de Prado es uno de los cinco corregimientos del municipio de Medellín, localizado al Suroccidente de la ciudad. Se encuentra a los 6° 11' 06" de latitud al Norte y a los 75° 39' 22" de longitud al Oeste del Meridiano de Greenwich. El sector Las Camélias de la vereda La Verde ubicada al norte de la zona urbana del corregimiento, será el objeto del presente estudio; en la FIGURA N°1 se puede observar la ubicación de la vereda La Verde.

1.2 EXTENSIÓN, PISOS TÉRMICOS Y LÍMITES TERRITORIALES

El Corregimiento tiene un área de 50,75 km², de los cuales 0,26 km² corresponden al área urbana y 50,49 km² a la zona rural. Tiene una temperatura promedio de 19°C. Limita por el Norte con los Corregimientos de Palmitas y San Cristóbal, por el Oriente con el Corregimiento de Altavista, por el Sur con los municipios de Itagüí y la Estrella, y por el Occidente con los municipios de Heliconia y Angelópolis.

1.3 VÍAS DE COMUNICACIÓN Y DE ACCESO AL CORREGIMIENTO

San Antonio de Prado se conecta con Medellín a través dos vías principales: La vía que intercomunica con el municipio de La Estrella y fluye a la autopista sur, a la altura de Ancón, y la vía tradicional, cuyo acceso es por el municipio de Itagüí. Además, existe una vía arterial principal pavimentada con una longitud de 8 km, la cual es también vía regional hacia los municipios de Heliconia, Armenia y Ebéjico, y un importante sistema vial que comunica con todas sus veredas y sus corregimientos y municipios limítrofes.

1.4 ASPECTOS CLIMATOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS

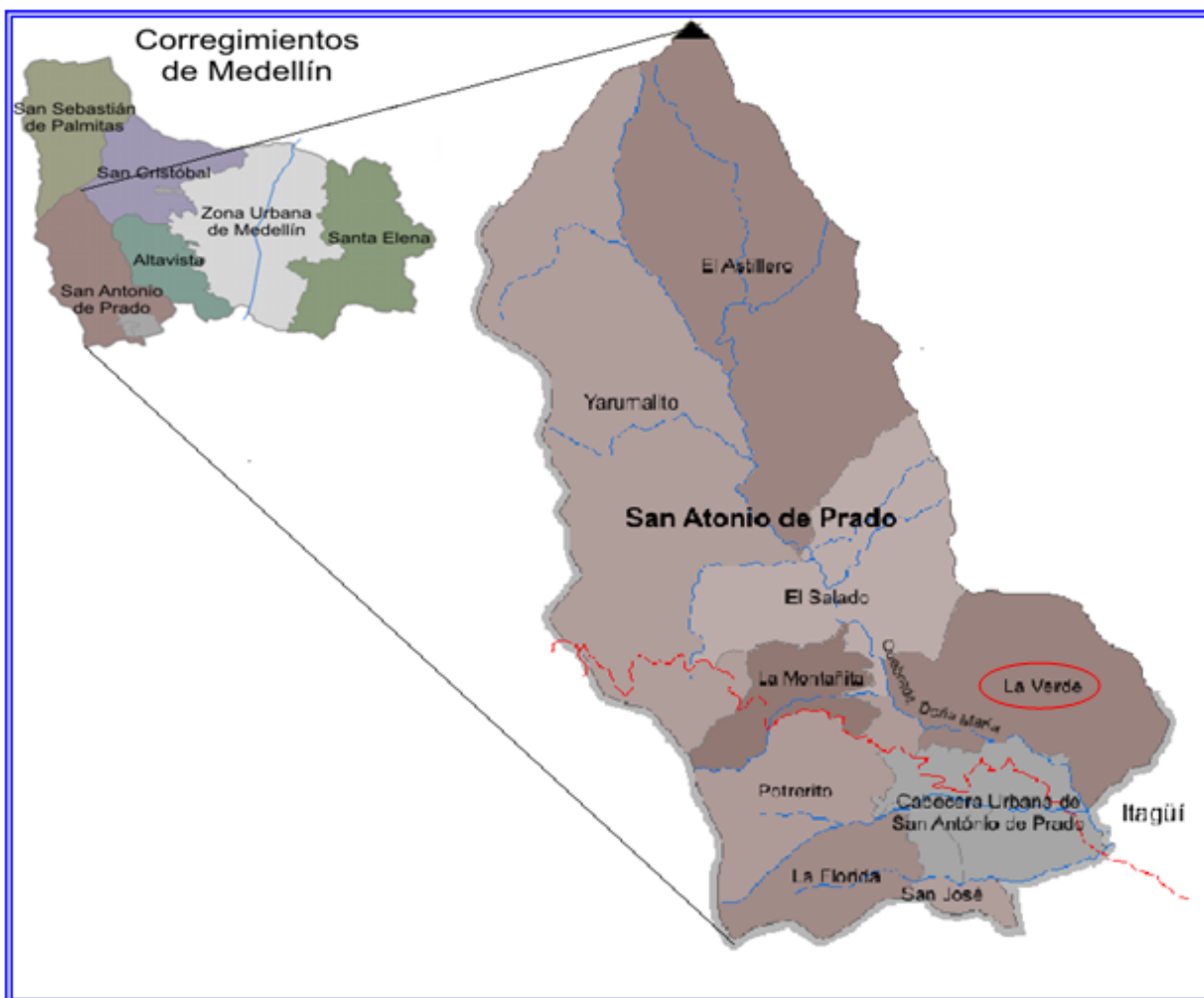
1.4.1 Zonas de vida

La diferencia de alturas que tiene el corregimiento, desde los 1.700 msnm en las partes más bajas, hasta los 3.100 msnm en los lugares más altos (altos de El Silencio y La Sierra), lo hacen poseedor de una escala amplia de temperaturas que van de los 12°C a los 21°C. Estas condiciones climáticas propician que sea un territorio con cuatro zonas de vida: Bosque Húmedo Premontano (bh-P), Bosque muy Húmedo Premontano (bmh-P), Bosque Húmedo Montanobajo (bh-MB) y Bosque muy Húmedo Montanobajo (bmh-MB).

1.4.2 Hidrografía

Las características climáticas y geológicas dan formación a la cuchilla El Romeral, que junto con el alto del Padre Amaya conforman un ecosistema estratégico que, mide 5.171 hectáreas, y se extiende desde el municipio de Caldas hasta el municipio de Medellín. Se considera estratégico porque es una estrella fluvial donde nacen abundantes quebradas de las cuales se abastecen los acueductos de los municipios de Caldas, Angelópolis, Armenia, Mantequilla, La Estrella y Titiribí. El Corregimiento de San Antonio de Prado produce aguas que drenan a la vertiente del Río Medellín; la principal microcuenca es la de la quebrada Doña María.

FIGURA N°1. LOCALIZACION GENERAL VEREDA LA VERDE



La micro cuenca de la quebrada La María nace en el corregimiento de San Antonio de Prado costado sur occidental del río Medellín, en los límites con Palmitas y Heliconia, sus aguas son claras y de gran riqueza mineral por lo que existen en la localidad varias trucheras que son atractivo turístico, igualmente estas forman charcos en donde se realizan continuos paseos de olla.

La quebrada La María recorre una gran extensión y recoge aguas de pequeñas quebradas y arroyos que aumentan considerablemente su cauce antes de pasar por el municipio de Itagüí y llegar al río Medellín.

1.4.3 Hidrología

El corregimiento de San Antonio de Prado, se halla inscrito en la cuenca de la quebrada Doña María, sobre el ramal occidental de la Cordillera Central. Su topografía es quebrada, con una fisiografía de altas pendientes y profundos cañones, caracterizada por alturas que oscilan entre 1700 y 3100 msnm y una precipitación promedio anual entre 1000 y 1200 mm.

1.4.4 Geología

Las principales unidades litológicas son Esquistos cuarzo sericiticos, Stock de Altavista, rocas volcánicas y sedimentarias de la formación Quebrada Grande, gabro y rocas ultramaficas de Romeral. Las formaciones geológicas superficiales más profundas se dan a partir del Stock de Altavista con espesores hasta 20 m, los escarpes rocosos se asocian a las cuchillas de la Romeral y Astillero al Cerro del Padre Amaya y al Alto del Encanto.

1.4.5 Amenazas de origen natural en la zona

Los movimientos de masas presentes en el corregimiento han sido de consideración, debido a que modifican el relieve por la ocurrencia de deslizamientos que dejan paredes escarpadas y acumulación de depósitos de flujos de lodo y/o escombros.

Casi todo el corregimiento está delimitado por unas divisiones de aguas bastante escarpadas, dentro de los principales accidentes geográficos de importancia están: Cerro del Padre Amaya (el cual comparte con los corregimientos de San Cristóbal y Palmitas), Cuchilla el Barcino, Cuchilla Piedra Gorda, el Chuscal y Alto Romeral.

Entre las principales Fallas asociadas al sistema de Romeral, encontramos: Falla Doña María: N 20° W 80 –vertical, Falla El Barcino: N 50° W, que afecta la banca de la vía a las veredas Astilleros y el Salado lo que favorece deslizamientos mayores. En la cuenca alta los procesos de inestabilidad se detonan por la extracción industrial de madera.

1.5 ASPECTOS HISTÓRICOS Y POLÍTICO ADMINISTRATIVOS

1.5.1 Antecedentes de la actual configuración urbana

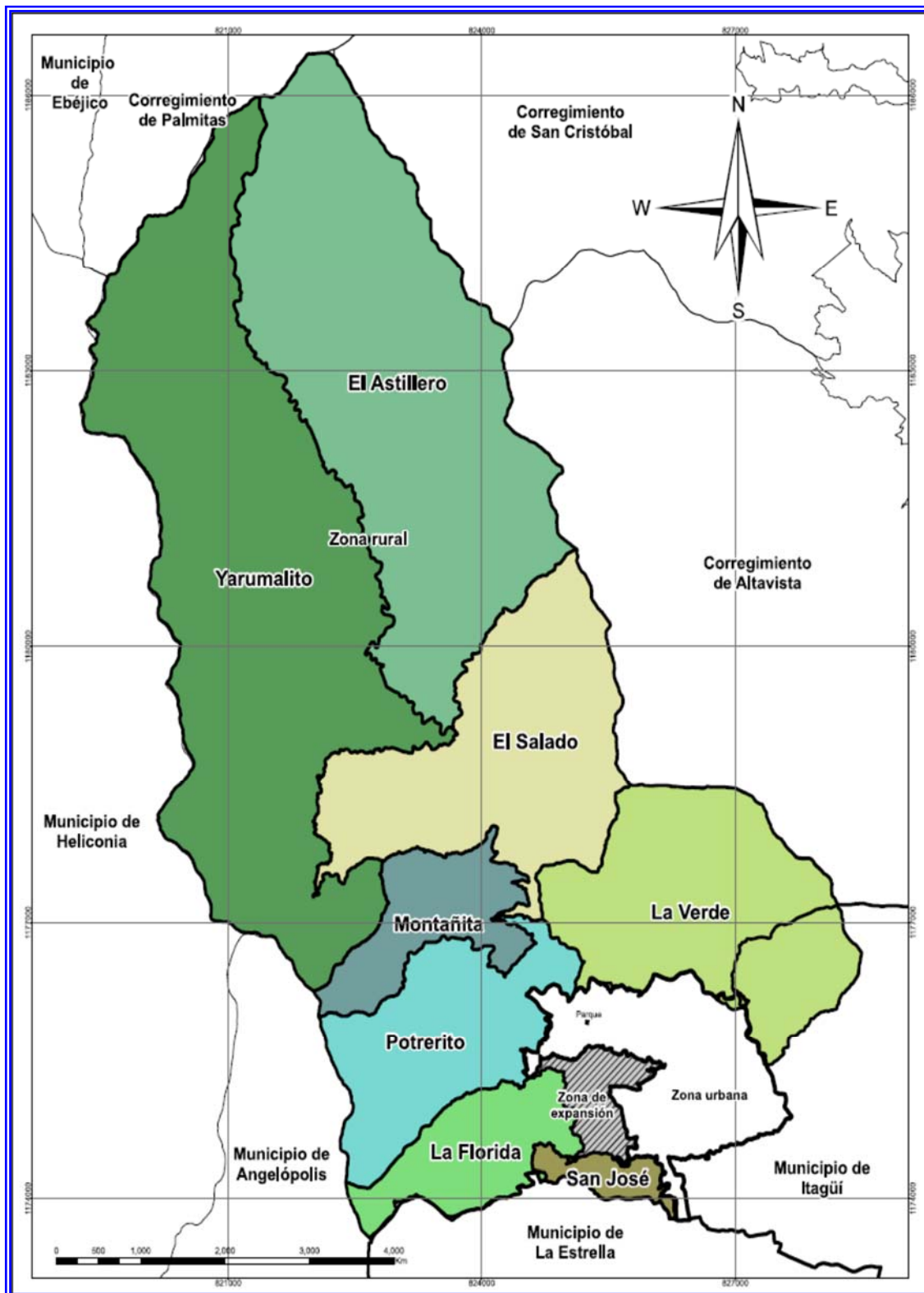
El territorio de San Antonio de Prado fue habitado en la época prehispánica por comunidades nativas que dejaron su legado cultural y social en los materiales de alfarería, instrumentos líticos y caminos que dan muestras de su tránsito por estos territorios y su vida en ellos. Durante la Colonia, la señora doña María de Quesada, viuda del capitán Juan Daza, recibió en 1616 de parte del señor Francisco Herrera Campusano unas tierras que iban desde Ancón hasta Itagüí, y que incluían la cuenca de la quebrada Doña María.

En la segunda mitad del siglo XIX, San Antonio de Prado estaba adscrito al municipio de Itagüí, en 1903 mediante Ordenanza se creó el municipio de San Antonio de Prado, segregando territorio del municipio de Itagüí, sin embargo luego de 4 años pasó a ser Corregimiento de Medellín.

1.5.2 Aspectos político – administrativos

Además de su área urbana, en el territorio del Corregimiento de San Antonio de Prado existen ocho veredas: Potrerito, Yarumalito, El Salado, Astillero, Montañita, La Verde, San José y La Florida; así como un zona de expansión urbana (Ver FIGURA N°2).

FIGURA N°2. DIVISIÓN VEREDAL CORREGIMIENTO SAN ANTONIO DE PRADO



1.6 ASPECTOS URBANÍSTICOS

En 1963, mediante el Acuerdo 052, se definió la sectorización del municipio de Medellín y se establecieron los límites del corregimiento. En la década de los cincuenta, a causa de la violencia política, el corregimiento recibió una amplia migración de población proveniente de Armenia, Ebéjico y Heliconia. Este fenómeno trajo como consecuencia el fraccionamiento de la propiedad rural y el incremento de la mano de obra para abastecer el sector industrial y comercial asentado en el sur de Medellín e Itagüí.

En las décadas de los ochentas y noventas se da una expansión urbana hacia la periferia de Medellín, este corregimiento se erige como destino y reserva de vivienda de interés social, duplicando su tasa de crecimiento en el área de su cabecera. El proceso de urbanización se inició con la construcción de las urbanizaciones Aragón y Rosaleda, en la década del ochenta, en la vereda San José, en los límites con el municipio de Itagüí. En los años noventa, San Antonio de Prado recibe la urbanización El Limonar con 2.670 viviendas, construidas con dineros públicos, como un plan piloto de reubicación de familias que habitan en zonas de alto riesgo.

Actualmente parte significativa del territorio de San Antonio de Prado es catalogado como suelo de expansión. Este proceso acelerado de urbanismo se manifiesta en los proyectos de vivienda que se han construido en los últimos años.

1.7 GENERALIDADES SOBRE LOS SERVICIOS PÚBLICOS

A continuación se presenta un resumen general de los servicios públicos existentes en el sector Las Camelias de la vereda La Verde parte alta, debido a que en los capítulos siguientes se describirán más detalladamente.

1.7.1 Los servicios de energía eléctrica y telefonía

La prestación de servicio de energía en el corregimiento de San Antonio de Prado, incluyendo a la vereda La Verde es prestado por Empresas Públicas de Medellín, todo el sector cuenta con el servicio durante las 24 horas de día sin interrupciones frecuentes, adicionalmente toda la zona cuenta con alumbrado público.

Con respecto al servicio de telefonía, en el sector Las Camelias cuentan con redes de Empresas Públicas de Medellín, adicional al servicio de telefonía móvil prestado por operadores como TIGO, Claro y Movistar, que cuentan con buena señal en todo el sector.

1.7.2 Los servicios de Acueducto, Alcantarillado y Aseo

1.7.2.1 Servicio de Acueducto

El sector Las Camelias no cuenta con servicio de acueducto, todo el sector es abastecido con agua cruda. Actualmente se cuenta con dos tanques de almacenamiento comunitarios, con los cuales se atiende el sector dividiéndolo en dos zonas: la parte más alta, la cual cuenta con el tanque de almacenamiento número 1, y la parte media y baja la cual se abastece del tanque 2, no obstante en la parte baja existen algunas viviendas que se abastece de un tercer tanque dispuesto por uno de los habitantes.

Pese a que el servicio de acueducto no está constituido como tal, para efectos prácticos se asume que la totalidad de los inmuebles están adscritos a un sistema de acueducto, ya que todas y cada una de las viviendas se les entrega el agua para consumo.

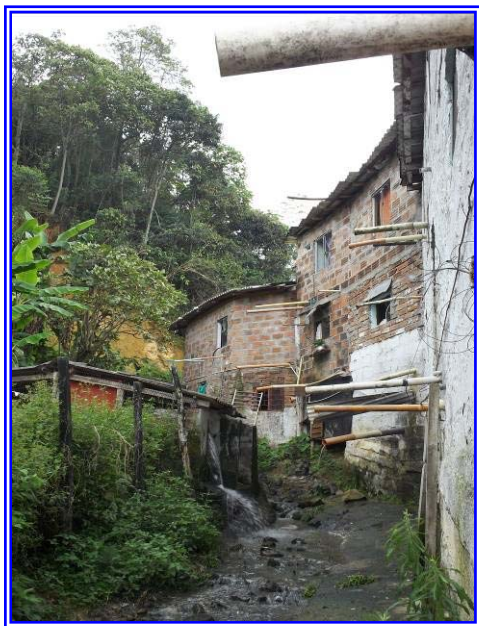
Las fuentes de abastecimiento actual del sector son la quebrada La Zulia y la quebrada El Pedrero. En la quebrada la Zulia, se realiza la captación en dos puntos diferentes, mientras que en el Pedrero se encuentra la captación que abastece el tanque 3.

Según información brindada por la comunidad en la quebrada La Zulia, el agua captada para el tanque de almacenamiento 1 no tiene concesión de agua, mientras que para el tanque 2 la concesión estuvo vigente hasta el año 2.011 y hasta el momento no se tiene conocimiento que se haya prorrogado; por otra parte para la captación de la quebrada El Pedrero no se tiene evidencia de la concesión otorgada por Corantioquia; sin embargo, si se tiene una concesión de aguas por 1,16 L/s para la bocatoma proyectada. (Ver ANEXO 7).

1.7.2.2 Saneamiento

En el sector Las Camelias no existe un sistema de alcantarillado, el 72% de viviendas descargan sus aguas residuales a la quebrada más cercana, el 28% en tanques sépticos instalados por el municipio en el año 2.006 aproximadamente, sin embargo en la mayoría de los casos no se realiza el mantenimiento adecuado a dichos tanques, razón por la cual el 26% de ellos no funcionan correctamente, lo que ocasiona problemas de olores y vectores que afectan la calidad de vida de los habitantes, además la falta de un sistema adecuado de saneamiento básico se traduce en impactos negativos al medio ambiente y a la salud de las personas. A continuación se muestra un tanque séptico existente y algunas de las descargas que son vertidas sin ninguna clase de tratamiento (Ver FOTO 1).

FOTO 1. VERTIMIENTOS A QUEBRADA Y POZO SÉPTICO EXISTENTE



1.7.2.3 Aseo

Actualmente la vereda cuenta con servicio de recolección, transporte y disposición de residuos, realizado por empresas varias de Medellín, con una cuadrilla compuesta por dos recolectores y el conductor del vehículo.

1.7.3 El servicio de gas domiciliario

Actualmente la vereda no cuenta con el servicio de gas.

1.8 LEVANTAMIENTO ALTIPLANIMÉTRICO

En el mes de abril del año 2.013 se realizó el levantamiento altiplanimétrico del sector empleando estación total. Levantando todos los detalles en los cruces de las vías y en cambios de pendiente, se identificaron los posibles lotes donde se proyectarían las estructuras relacionadas con los sistemas de acueducto y alcantarillado, bocatoma, plantas de tratamiento, tanque de almacenamiento y en general todos los detalles que permiten conformar el plano urbanístico como son paramentos, bordes de vía, postes, sitios principales, individuos arbóreos, entre otros.

La información de ángulos horizontales, verticales y distancias recolectadas en el equipo (Estación total), se descargaron en el computador y se calcularon las coordenadas y cotas de cada punto, luego mediante el programa AUTOCAD se generó la nube de puntos, los cuales después de unidos conformaron lo correspondiente al centro poblado con todos los detalles registrados, como los ejes de las poligonales, las distintas manzanas y demás detalles de la zona en estudio. Con el levantamiento topográfico se localizaron y materializaron 2 mojones, los cuales fueron referenciados y amarrados a la red geodésica del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC).

La cartera de levantamiento topográfico se muestra en el ANEXO 1.

2. CONTEXTO DEL PROYECTO

Teniendo en cuenta, que el sector Las Camelias ubicado en la vereda La Verde del corregimiento San Antonio de Prado es el objeto del presente proyecto, a partir de este capítulo el informe se enfocará en identificar la infraestructura de acueducto y saneamiento básico existente en el sector, con el fin de realizar su diagnóstico, así como analizar las posibles alternativas para la solución de los problemas encontrados.

De acuerdo con la resolución 0330 de 2017 que modifican parcialmente lo establecido en el RAS/2.000 en cuanto a periodos de diseño y considerando que según las proyecciones adoptadas, la población del sector Las Camelias será menor de 2.500 habitantes dentro de los próximos 25 años, se puede concluir que el horizonte de diseño del Proyecto, será de 25 años (año 2.042), en concordancia con lo anterior todas las estructuras propuestas se diseñarán teniendo en cuenta el periodo de diseño adoptado.

Como no se cuenta con registros oficiales de los censos del DANE para el sector Las Camelias, sólo se tendrá en cuenta los resultados del Censo Sanitario realizado en el año 2.013 por la consultoría SANEAR S.A., teniendo en cuenta lo anterior, la información proyectada para el año 2.017 fue validada con visitas al sector, en las cuales se verificó que dicha información coincide con lo que existe en la actualidad, el Censo se muestra en el ANEXO 2.

En la TABLA N° 1 se presentan las proyecciones de población del sector Las Camelias, para un horizonte de diseño de 25 años, usando el método geométrico recomendado por el Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS/2.000), debido a la falta de información censal para el uso de los métodos aritmético o exponencial.

Para la proyección de la población se hacen las siguientes aclaraciones:

- Teniendo en cuenta los datos que se encontraron en la proyección de población del municipio de Medellín para comunas y corregimientos realizada por el DANE en el año 2005 y de acuerdo a la tasa de crecimiento rural de Antioquia, según el plan de ordenamiento territorial de Antioquia (POT), se adopta una tasa de crecimiento para el corregimiento de San Antonio de Prado de 1,07 %.
- El Censo Sanitario realizado por SANEAR S.A, y su posterior proyección dio como resultado una población de 454 habitantes y un número de inmuebles de 125, de los cuales 121 son de uso residencial, 1 de uso comercial y 3 son lotes, existen también 5 casas en construcción que están incluidas en el conteo de los inmuebles de uso residencial.

Adicionalmente, el censo reveló que de las 125 viviendas existentes; 52 se abastecen del tanque ubicado en la parte alta (Tanque 1); 37 se abastecen del tanque ubicado en la parte media de la vereda (Tanque 2); 23 se abastecen del tanque ubicado en la parte baja (Tanque 3), el resto de viviendas se abastecen de nacimiento propio o no se conoce de que fuente se abastecen de agua.

- Otra variable importante que se determinó a partir del Censo Sanitario tiene que ver con la densidad poblacional, la cual se calculó con los datos de habitantes y viviendas del

sector, en promedio se encontró que viven 4 habitantes por cada vivienda, a continuación se muestra como se realizó el cálculo:

$$DensidadPoblacional = \# \text{ habitantes} / \# \text{ viviendas}$$

$$DensidadPoblacional = 454 \text{ hab} / 125 = 3,6 \text{ hab} / \text{viv} \approx 4 \text{ hab} / \text{viv}$$

- Respecto a la población flotante se considera, que aunque su origen y cantidad varía de acuerdo con la temporada, en el sector Las Camelias no se observa que dicha población sea significativa, ya que se estima que la cantidad de personas que llega es igual o inferior a la que sale del sector en temporadas vacacionales. Por lo tanto, no se considera población flotante, esto con el fin de evitar inflar la población de referencia para las proyecciones, pues el hecho de tenerla, afectaría el factor de Consumo Máximo Diario (K1).
- Definida la población del año 2.017, se realizaron las proyecciones para el horizonte señalado, adoptando la tasa de crecimiento rural de Antioquia de 1,07% y utilizando el método geométrico como se mencionó anteriormente. De acuerdo con los resultados se concluyó que para el año 2.042, la población a atender por el acueducto será de 592 habitantes (Ver proyección de población en la TABLA N° 1 y en el ANEXO 3.1).

El cálculo de la población se muestra a continuación:

$$Pf = Puc(1 + r)^{Tf - Tuc}$$

Dónde:

Pf = Población final al año proyectado (miles)

Puc = Población correspondiente al censo último

r = tasa de crecimiento anual (%)

Tuc = Año correspondiente al censo último

Tf = Año correspondiente a la proyección de población

$$Pf = Puc(1 + r)^{Tf - Tuc}$$

$$P_{2042} = 454(1 + 1,07\%)^{2042 - 2017} = 592 \text{ hab}$$

Para la proyección de las viviendas se procedió de igual forma, actualmente existen 125 viviendas y después de aplicar la fórmula anterior se encontró que para el año 2.042 se contará con 163 viviendas. (Ver TABLA N° 1 y ANEXO 3.1).

TABLA N° 1. PROYECCIONES DE POBLACIÓN Y VIVIENDAS

AÑO	PROYECCIÓN DE POBLACIÓN (METODO GEOMÉTRICO)	PROYECCIÓN DE VIVIENDAS
2.017	454	125
2.018	459	127
2.019	464	128
2.020	469	129
2.021	474	131
2.022	479	132
2.023	484	133
2.024	489	135
2.025	494	136
2.026	500	138
2.027	505	139
2.028	510	141
2.029	516	142
2.030	521	144
2.031	527	145
2.032	532	147
2.033	538	148
2.034	544	150
2.035	550	152
2.036	556	153
2.037	562	155
2.038	568	157
2.039	574	158
2.040	580	160
2.041	586	162
2.042	592	163

3. INDICADORES DE LOS SERVICIOS DE ACUEDUCTO Y SANEAMIENTO

El sector Las Camelias hace parte de la vereda La Verde parte alta. Para efectos del proyecto realizado, el sector se divide en dos zonas: alta y media baja, para el abastecimiento de cada sector se capta agua de la quebrada La Zulia en dos puntos, desde cada una de estas captaciones se conduce el agua hasta los tanques de almacenamiento existentes para cada sector.

Las dos captaciones suministran agua cruda a la comunidad y no se cuenta con una junta que administre el acueducto y que este legalmente constituida, los líderes de la comunidad se encargan de realizar la limpieza de los tanques de almacenamiento, así mismo de hacer el recaudo de \$3.000 pesos mensuales por este concepto, el índice de pago por parte de la comunidad es muy bajo, la comunidad asegura que el servicio es malo y solo tienen agua algunas horas al día.

3.1 INDICADORES ACTUALES DE LOS SERVICIOS

La información que se presenta a continuación, tiene como base la información recolectada en el Censo Sanitario realizado por la consultoría de SANEAR S.A en el año 2.013, sin embargo, dicha información ha sido verificada con visitas al sector Las Camelias, en las cuales se corrobora que la información proyectada para el año 2017 es acorde a lo que existe en la actualidad.

3.1.1 Población e inmuebles

Los resultados del censo de usuarios realizado por SANEAR S.A en abril del 2.013 y su posterior proyección, revelan que en el sector Las Camelias para el año 2017 hay 125 inmuebles de los cuales 121 son residenciales, 1 comercial y 3 son lotes. Adicionalmente se tiene que existe una población total de 454 habitantes. Esta información fue corroborada en campo en donde se evidencia que efectivamente las viviendas proyectadas concuerdan con la realidad del sector (ver TABLA N° 2).

TABLA N° 2. POBLACIÓN E INMUEBLES

DESCRIPCIÓN	TOTAL
POBLACIÓN TOTAL (hab.)	454
TOTAL INMUEBLES (N°)	125
INMUEBLES RESIDENCIALES (N°)*	121
INMUEBLES COMERCIALES (N°)	1
LOTES (N°)	3

3.1.2 Suscriptores de los servicios de Acueducto y Saneamiento

Los suscriptores actuales del acueducto se pueden observar en la TABLA N° 3 donde se muestra según el uso de la vivienda, los usuarios adscritos al acueducto con el respectivo porcentaje de cobertura, igualmente se exponen las viviendas que cuentan con saneamiento básico (pozo séptico) y el porcentaje de cobertura.

A partir de este punto del informe se asume que los 3 lotes existentes son inmuebles residenciales, teniendo en cuenta que en ellos se proyecta la construcción de viviendas.

TABLA N° 3. BALANCE DE USUARIOS DEL SERVICIO DE ACUEDUCTO Y SANEAMIENTO

USO DEL INMUEBLE	CANTIDAD	ACUEDUCTO		SANEAMIENTO	
		Usuarios	%	Usuarios	%
RESIDENCIAL	124	124	99,2	34	28
COMERCIAL	1	1	0,8	0	0
TOTAL	125	125	100%	34	28%

3.1.3 Producción, facturación y pérdidas en el acueducto

Actualmente, según los datos arrojados por el aforo de agua cruda, en la bocatoma 1 que abastece el tanque 1 se están captando 1,64 l/s, y en la bocatoma 2 que capta el agua que lleva al tanque 2 se toman 1,50 l/s, ambos tanques se alimentan de la quebrada La Zulia.

El sistema de acueducto existente no cuenta con sistemas de macromedición y micromedición con los cuales se pueda calcular las pérdidas en el acueducto, sin embargo con el fin de contar con un dato de pérdidas en el sistema, fue necesario calcularlo, obteniendo un valor de 80,4%. Para el cálculo de este valor se tuvo en cuenta la dotación neta adoptada para el sector la cual es de 90 L/hab-día y el caudal aforado en las Bocatomas 1 y 2, cuya suma de caudales dio 3,14 L/s; partiendo de este caudal aforado se encontró el caudal medio diario y posteriormente la dotación bruta, parámetros necesarios para encontrar las pérdidas en el sistema.

A continuación se muestra el cálculo.

$$Q_{aforado} = QMD = 3,14 \frac{L}{s}$$

$$QMD = qmd * K_1$$

$$qmd = \frac{3,14 \frac{L}{s}}{1,3} = 2,42 \frac{L}{s}$$

$$qmd = \frac{Pob * D_{bruta}}{86400}$$

$$D_{bruta} = \frac{2,42 \frac{L}{s} * 86400}{454 \text{ hab}} = 459,7 \frac{L}{\text{hab-día}}$$

$$D_{bruta} = \frac{D_{neta}}{1 - \%Pérdidas}$$

$$\%P = 1 - \frac{90 \frac{L}{hab-día}}{459,7 \frac{L}{hab-día}} = 80,4\%$$

Según lo establecido en la resolución 0330 de 2017, el valor máximo para las pérdidas es de 25%, lo que indica que el valor calculado, está muy por encima del valor máximo recomendado. Por lo tanto este valor se tendrá en cuenta para el primer año del proyecto (condiciones actuales) y para los años siguientes, se adoptará un valor de pérdidas del 25%, siendo más estrictos y teniendo en cuenta que es un dato sugerido por la resolución 0330 de 2017.

3.1.4 Dotaciones de agua del servicio de acueducto

La dotación neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas, sin considerar las pérdidas que ocurren en el sistema de acueducto.

Según lo sugerido en la resolución 0330 de 2017, en caso de ampliaciones del sistema de acueducto, la dotación neta debe fijarse con base en los análisis de producción y consumo del sistema, siempre y cuando los datos sean consistentes. Como se dijo anteriormente este tipo de información no existe para el acueducto del sector Las Camelias, por lo cual se tomará la Dotación Neta como se indica en el Título 2, capítulo 1, artículo 43 de la Resolución 0330/2.017 que modifica la tabla B.2.2 del título B del RAS/2.000. La dotación bruta se debe establecer según el Título 2, Capítulo 1, artículo 44 de la resolución 0330/2.017 con la siguiente ecuación.

$$Dotación\ bruta = \frac{d\ neta}{1 - \% \text{ de pérdidas}}$$

Teniendo en cuenta lo anterior se muestra a continuación el cálculo de la dotación bruta para el año actual (2.017), adicionalmente se calcula la dotación bruta al final del periodo de diseño (año 2.042) la cual será de 120 L/hab.día ya que se proyecta reducir las pérdidas al 25%.

$$dbruta_{2017} = \frac{dneta}{(1 - \% \text{ pérdidas})} = \frac{90L / hab - día}{(1 - 0,804)} = 460 \frac{L}{hab - día}$$

$$dbruta_{2042} = \frac{dneta}{(1 - \% \text{ pérdidas})} = \frac{90L / hab - día}{(1 - 0,25)} = 120 \frac{L}{hab - día}$$

3.1.5 Factores de consumo máximo diario y máximo horario

De acuerdo con el numeral B.2.7.4 del RAS 2000 modificado por el Título 2, Capítulo 2, artículo 47 párrafo 1 de la resolución 0330 de 2017, el coeficiente de consumo máximo diario (K_1) se obtiene de la relación entre el mayor consumo diario y el consumo medio diario, utilizando los datos registrados en un período mínimo de un año, teniendo en cuenta que no se tiene esta información, se adoptará un valor que está dentro de lo recomendado por la resolución 0330/2.017. De acuerdo a la sugerencia de la presente resolución y a experiencias anteriores donde se han obtenido resultados exitosos con este criterio, se decide adoptarlo para el presente diseño como se muestra a continuación.

- Factor de Consumo Máximo Diario = $K_1 = 1,30$

El coeficiente de consumo máximo horario (K_2) se define como el valor del pico máximo de la curva de consumo adoptada, (Ver FIGURA N°3 y TABLA N° 4). El numeral B.2.7.7 del RAS 2000 indica que los datos para elaborar las curvas de demanda horarias de cada población o zona abastecida pueden pertenecer a la localidad en estudio o a una localidad que presenta características semejantes, en términos de nivel socioeconómico, de costumbres y de clima.

Debido a que no se cuenta con información de los consumos de la población, se adopta como base la curva de demanda del acueducto San José el cual pertenece al corregimiento de San Antonio de Prado ya que se considera que es un sistema que se puede asemejar al proyectado para el sector Las Camelias, sin embargo es importante aclarar que la curva fue ajustada según los consumos típicos del sector en estudio.

- Factor de Consumo Máximo Horario = $K_2 = 2,06$

FIGURA N°3. CURVA DE DEMANDA ADOPTADA

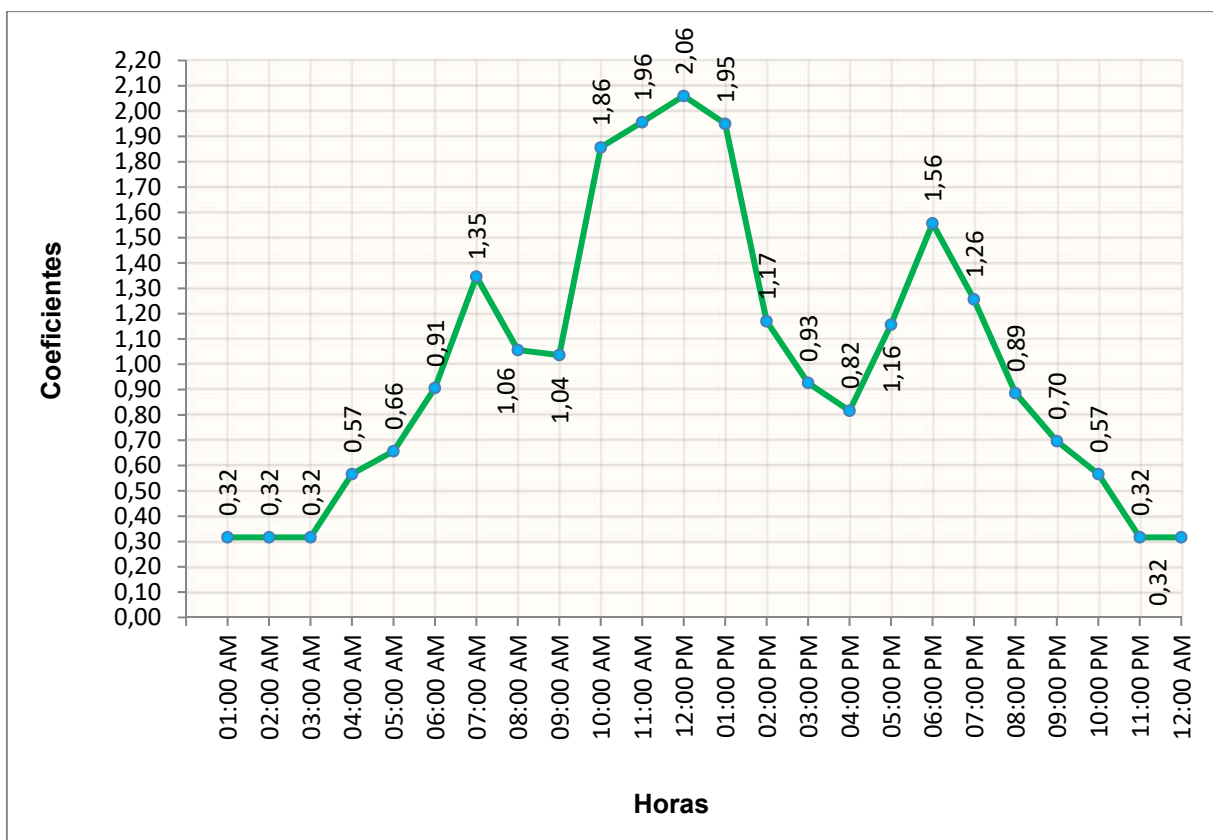


TABLA N° 4. COEFICIENTES DE CONSUMO HORARIO

Hora	Coeficiente	Hora	Coeficiente
01:00 a.m.	0,32	01:00 p.m.	1,95
02:00 a.m.	0,32	02:00 p.m.	1,17
03:00 a.m.	0,32	03:00 p.m.	0,93
04:00 a.m.	0,57	04:00 p.m.	0,82
05:00 a.m.	0,66	05:00 p.m.	1,16
06:00 a.m.	0,91	06:00 p.m.	1,56
07:00 a.m.	1,35	07:00 p.m.	1,26
08:00 a.m.	1,06	08:00 p.m.	0,89
09:00 a.m.	1,04	09:00 p.m.	0,70
10:00 a.m.	1,86	10:00 p.m.	0,57
11:00 a.m.	1,96	11:00 p.m.	0,32
12:00 p.m.	2,06	12:00 a.m.	0,32

La anterior curva se adopta con el fin de realizar el análisis del comportamiento del tanque de almacenamiento y la red de distribución para la fase de diagnóstico y diseño, sin embargo una vez iniciada la micro y macro medición y los programas de control de agua no contabilizada por parte del operador, se pretende realizar la curva de consumo que se ajuste a las condiciones del sistema, para este fin, se deben llevar los registros necesarios y a su vez realizar los ajustes que se requieran.

3.1.6 Capacidad instalada y utilizada del acueducto

En cuanto a la capacidad utilizada del acueducto se sabe que actualmente se captan 3,14 l/s para el sector las Camelias, de los cuales 1,64 l/s abastecen el tanque 1, mientras que 1,5 l/s surten el tanque 2. También es necesario mencionar que debido a que en las bocatomas no se tiene una estructura controladora de caudal que permita contabilizar el caudal captado y que sumado a esto no existe concesión que pudiera dar un indicio de dicho caudal no es posible hablar de la capacidad instalada del acueducto porque no se tienen datos.

Con el fin de disminuir las pérdidas hasta un valor del 25% recomendado por la Resolución 0330/2.017 y asumido para el presente proyecto se deberán instalar micromedidores a cada usuario atendido, a medida que se vayan instalando, la empresa deberá trabajar en campañas de socialización relacionada con el pago por el servicio y el uso eficiente y ahorro del agua.

En la TABLA N° 5, se muestran los datos que se tienen proyectados en cuanto a agua producida y facturada cuando empiece a operar el nuevo sistema de acueducto.

TABLA N° 5. PROYECCIONES DE AGUA PRODUCIDA Y FACTURADA

DESCRIPCIÓN DEL INDICADOR (NOMBRE Y UNIDAD)		AÑO BASE	AÑOS PROYECTADOS					
		2.017	2.018	2.023	2.028	2.033	2.038	2.042
1.	Capacidad utilizada Acueducto (l/s)	3,14	0,83	0,87	0,95	1,00	1,03	1,07
2.	Agua producida (m³/mes)	6.265	1.652	1.742	1.836	1.937	2.045	2.131
3.	Agua facturada (m³/mes)	0	1.239	1.307	1.377	1.453	1.534	1.598

3.2 INDICADORES DEFINITIVOS DE LOS SERVICIOS

Teniendo en cuenta los anteriores análisis realizados a la luz del RAS 2000 modificado por la Resolución 0330/2.017 y considerando que las obras para diseñar el sistema, deberán estar culminadas en el corto plazo, se presentarán enseguida los indicadores proyectados y adoptados por SANEAR S.A., para la Evaluación Técnica del sistema de Acueducto y los sistemas de saneamiento existentes en el Sector Las Camelias de la vereda La Verde.

3.2.1 Dotaciones y pérdidas del acueducto

La Comisión de Regulación de Agua y Saneamiento Básico (CRA) expidió la Resolución 750 de 2016 cuyo objeto es modificar el rango de consumo básico y definir el consumo complementario y suntuario de tal forma que se contribuya al uso eficiente, ahorro del agua y se desestime su uso irracional. Sin embargo, la resolución 0330 de 2017 establece nuevos valores de dotación que implica consumos elevados, por ejemplo para el presente proyecto que se ubica en elevaciones entre 1000 y 2000 msnm se propone una dotación neta de 130 L/hab.día; lo cual es contrario a la premisa enunciada.

Teniendo en cuenta lo anterior, y considerando que la capacidad económica de la población en estudio es baja y sus consumos tienden a disminuir con el fin de reducir los pagos por este servicio, la Consultoría decide asumir como dotación neta para la presente actualización del proyecto los 90 L/hab.día sugeridos en el RAS/2000, valor que fue empleado además en el proyecto original desarrollado en el año 2013.

Es por lo anterior que teniendo en cuenta una dotación neta de 90 L/hab-día y asumiendo que las pérdidas en el sistema serán de 25% una vez se ejecuten las obras, se muestra el siguiente resumen en la TABLA N° 6.

TABLA N° 6. DOTACIONES Y PÉRDIDAS DEL ACUEDUCTO

INDICADOR \ AÑO	2017	2018	2019	2022	2027	2032	2037	2042
Dotación Neta (L/(hab-día))	90	90	90	90	90	90	90	90
Porcentaje de pérdidas (%)	80,4	25	25	25	25	25	25	25
Dotación Bruta (L/(hab-día))	460	120	120	120	120	120	120	120

3.2.2 Proyecciones de población y demandas máximas de agua potable

Con base en las proyecciones de población, la dotación neta adoptada según la Resolución 0330/2.017, la dotación bruta calculada y los coeficientes de consumo máximo, se calcularon la demanda media diaria, la demanda máxima diaria, la demanda máxima horaria y el almacenamiento de agua requerido para todo el período de diseño.

En la TABLA N° 7 y en el ANEXO 3.2 se observan los resultados año a año, para las variables mencionadas, que fueron calculadas con las siguientes ecuaciones:

- Caudal medio diario (Qmd):

$$Qmd = \frac{p * d \text{ bruta}}{86.400}$$

- Caudal Máximo Diario (QMD):

$$QMD = Qmd \times K_1$$

- Caudal Máximo Horario (QMH):

$$QMH = QMD \times K_2$$

TABLA N° 7. PROYECCIONES DE POBLACIÓN Y DEMANDAS MAXIMAS

AÑO	POBLACIÓN ATENDIDA (hab)	DOTACIÓN NETA (l/hab-d)	PÉRDIDAS (%)	DOTACIÓN BRUTA (l/hab-d)	DEMANDA MEDIA qmd = (l/s)	DEMANDA MÁXIMA QMD = (l/s)	CAUDAL MÁX. HORARIO QMH = (l/s)
2.017	454	90	80,4	460	2,42	3,15	6,49
2.018	459	90	25,0	120,0	0,64	0,83	1,71
2.019	464	90	25,0	120,0	0,64	0,83	1,71
2.020	469	90	25,0	120,0	0,65	0,85	1,75
2.021	474	90	25,0	120,0	0,66	0,86	1,77
2.022	479	90	25,0	120,0	0,67	0,87	1,79
2.023	484	90	25,0	120,0	0,67	0,87	1,79
2.024	489	90	25,0	120,0	0,68	0,88	1,81
2.025	494	90	25,0	120,0	0,69	0,90	1,85
2.026	500	90	25,0	120,0	0,69	0,90	1,85
2.027	505	90	25,0	120,0	0,70	0,91	1,87
2.028	510	90	25,0	120,0	0,71	0,92	1,90
2.029	516	90	25,0	120,0	0,72	0,94	1,94
2.030	521	90	25,0	120,0	0,72	0,94	1,94
2.031	527	90	25,0	120,0	0,73	0,95	1,96
2.032	532	90	25,0	120,0	0,74	0,96	1,98
2.033	538	90	25,0	120,0	0,75	0,98	2,02
2.034	544	90	25,0	120,0	0,76	0,99	2,04
2.035	550	90	25,0	120,0	0,76	0,99	2,04
2.036	556	90	25,0	120,0	0,77	1,00	2,06
2.037	562	90	25,0	120,0	0,78	1,01	2,08
2.038	568	90	25,0	120,0	0,79	1,03	2,12
2.039	574	90	25,0	120,0	0,80	1,04	2,14
2.040	580	90	25,0	120,0	0,81	1,05	2,16

AÑO	POBLACIÓN ATENDIDA (hab)	DOTACIÓN NETA (l/hab-d)	PÉRDIDAS (%)	DOTACIÓN BRUTA (l/hab-d)	DEMANDA MEDIA qmd = (l/s)	DEMANDA MÁXIMA QMD = (l/s)	CAUDAL MÁX. HORARIO QMH = (l/s)
2.041	586	90	25,0	120,0	0,81	1,05	2,16
2.042	592	90	25,0	120,0	0,82	1,07	2,20

3.2.3 Cobertura de micromedición e índice de micromedición efectiva

En la TABLA N° 8 se resumen las proyecciones de la cobertura de micromedición y del índice de micromedición efectiva en el sistema de acueducto del sector Las Camelias, teniendo en cuenta que a medida que se dañen o cumplan su vida útil se deben reponer.

TABLA N° 8. COBERTURA DE MICROMEDICIÓN E ÍNDICES DE MEDICIÓN EFECTIVA

INDICADOR PROYECTADO	2017	2018	2023	2028	2033	2038	2042
Suscriptores activos del acueducto (N°)	125	127	133	141	148	157	163
Micromedidores instalados (N°)	0	127	133	141	148	157	163
Cobertura de Micromedición (%)	0	100	100	100	100	100	100
Medidores en mal estado (N°)	0	5	5	5	5	5	5
Micromedición Efectiva (%)	0	96,1	96,2	96,5	96,6	96,8	96,9

3.2.4 Resumen de Indicadores de los servicios de acueducto y saneamiento

Recopilando lo analizado hasta este punto del informe, en TABLA N° 9 se resumen los principales indicadores actuales (año 2.017) y proyectados (año 2.042), de los servicios de Acueducto y Alcantarillado de Las Camelias, asumiendo que dichos indicadores mejorarán notoriamente con el nuevo diseño y posterior construcción.

Debido a que no existe macromedición a la salida de los tanques de almacenamiento, y no existe tampoco micromedición, no se cuenta con datos de volumen de agua producida y facturada; sin embargo si es posible calcular los datos de estos dos indicadores teniendo en cuenta las pérdidas, la dotación y la cobertura del servicio de acueducto.

Los datos de Dotación neta y bruta fueron extraídos con base en la altura promedio de la zona con respecto al nivel del mar, ya que no se cuenta con datos reales. Los cálculos fueron realizados, partiendo de la dotación neta máxima establecida en la Resolución 0330/2.017.

**TABLA N° 9. PARAMETROS E INDICADORES TECNICOS DE LOS SERVICIOS DE
ACUEDUCTO Y SANEAMIENTO**

DESCRIPCIÓN DEL INDICADOR (NOMBRE Y UNIDAD)		AÑO BASE	AÑOS PROYECTADOS					
		2.017	2.018	2.023	2.028	2.033	2.038	2.042
1.	Población total (hab)	454	459	484	510	538	568	592
2.	Pob. atendida con acueducto (hab)	454	459	484	510	538	568	592
3.	Inmuebles (N°)	125	127	133	141	148	157	163
4.	Usuarios activos del Acueducto (N°)	125	127	133	141	148	157	163
5.	Cobertura del acueducto	100	100	100	100	100	100	100
6.	Capacidad utilizada Acueducto (l/s)	3,14	0,83	0,87	0,92	0,98	1,03	1,07
7.	Dotación Neta (l/hab-día)	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0
8.	Dotación Bruta (l/hab-día)	460	120	120	120	120	120	120
9.	Agua producida (m³/mes)	6.265	1.652	1.742	1.836	1.937	2.045	2.131
10.	Porcentaje de pérdidas (%)	80	25	25	25	25	25	25
11.	Agua facturada (m³/mes)	0	1.239	1.307	1.377	1.453	1.534	1.598
12.	Factor de Consumo Máximo Diario (K ₁)	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,3
13.	Factor de Consumo Máximo Horario (K ₂)	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06
14.	Cobertura de Micromedición (%)	0	100	100	100	100	100	100
15.	Micromedidores instalados (N°)	0	127	133	141	148	157	163
16.	Medidores en mal estado (N°)	0	5	5	5	5	5	5
17.	Micromedición Efectiva (%)	0,0	96,1	96,2	96,5	96,6	96,8	96,9
18.	Continuidad del servicio (horas al día)	24	24	24	24	24	24	24
19.	Calidad del servicio (IRCA)	No apta	Apta	Apta	Apta	Apta	Apta	Apta
20.	Cobertura de Saneamiento (%)	28%	100	100	100	100	100	100
21.	Usuarios del Saneamiento (N°)	35	127	133	141	148	157	163

4. DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

Teniendo en cuenta los resultados de la evaluación Técnica realizada al sistema de acueducto existente en el sector Las Camelias de la vereda La Verde, donde se concluyó que el sistema presenta problemas técnicos y operativos en cada uno de sus componentes que no permiten dar a la comunidad un servicio con calidad y continuidad, se presenta a continuación el planteamiento de las alternativas de solución a cada uno de los problemas que presentan los componentes del sistema de acueducto existente, el cual se basa básicamente en la búsqueda por entregar a la comunidad agua apta para consumo humano en la cantidad y continuidad necesaria para suplir las necesidades del 100% del sector.

Es importante tener en cuenta que debido a la topografía del sitio y a la disponibilidad del lote para la ubicación de la Planta de Tratamiento y el tanque de almacenamiento, una vivienda correspondiente al lote de la familia La Verde (quienes no facilitaron la ubicación de estas estructuras en su predio) no contará con agua potable por gravedad, razón por la cual si estas personas desean contar con el servicio, tendrían que gestionar un sistema de bombeo con un tanque que garantice el suministro de agua a esta vivienda.

Se procede a continuación a describir cada uno de los componentes que harán parte del sistema proyectado donde se busca cumplir con todos los criterios especificados en la normatividad vigente y aplicable, tanto técnicos como operativos y de calidad y continuidad del servicio.

4.1 FUENTE DE ABASTECIMIENTO

La quebrada La Zulia en el sitio de captación actual para el acueducto del sector Las Camelias, tiene una oferta hídrica con una confiabilidad del 95%, correspondiente a un periodo de retorno de 20 años, de 0,84 L/s, que no alcanza a satisfacer la demanda de la población de diseño, estimada en 592 habitantes, que demandan un caudal de 1,07 L/s.

Es por ello, que fue necesario estudiar la oferta hídrica de un tributario de esta quebrada, que tiene un caudal firme de 2,59 L/s, que supera la demanda para la población de diseño. En el ANEXO 5 se encuentra el estudio hidrológico e hidráulico detallado de la cuenca.

Igualmente y como se mencionó en la fase de diagnóstico del presente estudio, con el análisis de laboratorio para las características del agua cruda que proporciona la fuente se determinó que esta cuenta con un agua de buenas características fisicoquímicas y microbiológicas, para la cual solo se necesita tratamiento convencional para su potabilización.

4.2 SISTEMA DE APROVECHAMIENTO DE AGUA CRUDA

El sistema de aprovechamiento de agua cruda consiste en aquellos componentes que hacen posible la captación y transporte del agua cruda de la fuente de abastecimiento seleccionada según el estudio hidrológico hasta el sistema de pre tratamiento o desarenador.

Los componentes que hacen parte del sistema de aprovechamiento de agua cruda son: la bocatoma, la caja de derivación o aforo y la línea de aducción de agua cruda, a continuación se describen detalladamente cada uno de estos componentes.

4.2.1 Bocatoma

La captación del agua sobre la quebrada La Zulia se realizará por medio de una bocatoma de fondo, que se diseñó teniendo en cuenta los datos obtenidos en el estudio hidrológico de la fuente de captación y el caudal de diseño.

Una bocatoma de fondo es una estructura empleada para captaciones de pequeñas cantidades de agua en ríos o quebradas, en las cuales la lámina de agua se reduce considerablemente. El objetivo de este tipo de estructuras es que se puedan proyectar de tal forma que se acomode al lecho del río, procurando que en épocas de caudal mínimo el agua pase por la rejilla ubicada en el centro de la estructura. El agua captada mediante la rejilla, se conduce a una caja de donde la tubería transporta el agua hasta el desarenador.

La bocatoma de fondo proyectada sobre la cota 1.986,30m, será una estructura en concreto reforzado y estará compuesta por los siguientes componentes:

- Una presa colocada de manera normal a la corriente
- Muros laterales de contención para proteger la presa y encauzar la quebrada
- Una rejilla colocada sobre la presa perpendicular al sentido del flujo
- Una tubería ubicada dentro de la presa y debajo de la rejilla que se encarga de transportar el agua hasta la caja de derivación

A continuación se muestra en resumen el diseño hidráulico de la bocatoma de fondo proyectada, los cálculos del diseño de esta estructura se observa en el ANEXO 8.1.

4.2.1.1 Parámetros de diseño

Según lo consignado en el RAS 2000 modificado por la Resolución 0330/2.017, se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones para el diseño de la bocatoma.

- Caudal de diseño: Sera hasta dos veces el QMD; pero el excedente debe devolverse a la fuente. (Resolución 0330/2.017 Título 2, Capítulo 2, Artículo 47, Parágrafo 1)
- Inclinação de las rejillas: Debe estar entre 10° - 20° (Sugerido en RAS/2000 Capitulo B, Numeral B.4.4.5.2)
- Separación entre barras: Si se considera que la fuente transporta gravas finas, se tiene que la separación debe estar entre 20mm - 40mm (Sugerido en RAS/2000 Título B, Numeral B.4.4.5.3)
- Velocidad efectiva en la rejilla: Debe ser menor o igual a 0,15m/s, para evitar el arrastre de materiales retenidos (Sugerido en RAS/2000 Título B, Numeral B.4.4.5.5)

4.2.1.2 Datos de entrada

- Ancho de la quebrada: 3m
- Caudal de crecientes de la fuente: 5,31m³/s
- Caudal mínimo de la fuente :1,85L/s
- Caudal máximo diario año 2.042: 1,07L/s
- Caudal de diseño de la estructura: 2,14L/s

4.2.1.3 Resultados del diseño

- Rejilla de captación: Se utilizará una rejilla en acero, de longitud 0,40m y ancho de 0,2 m, conformada por 13 barras de Ø 3/8" espaciadas 0,020 m, inclinada 10° respecto a la dirección del flujo aguas abajo
- Tubería de derivación: El agua captada será transportada a la caja de derivación por medio de una tubería de PVC-P, con diámetro de 0,1 metros y 3 m de longitud, que se proyectó con una pendiente de 1,5%
- Vertedero central de captación: el vertedero de captación contará con un ancho de 0,45 m y altura de la lámina de agua de 0,02 m, este se diseña teniendo en cuenta el caudal mínimo de la fuente
- Vertedero de crecida: tendrá por dimensiones 3 m de largo, una altura de la lámina de agua de 0,70m; con capacidad de dejar pasar un caudal de 3 m³/s; lo cual indica que si el caudal que transporta la quebrada La Zulia llegara a superar éste valor, simplemente se desbordará por encima de la estructura de captación.

Teniendo en cuenta lo anterior y la geométrica del punto de captación sobre la quebrada La Zulia se proyecta una bocatoma de fondo en concreto reforzado de 3m de ancho y 0,80m de altura con una rejilla ubicada en el centro de la estructura, en la FIGURA N°4 se observa la bocatoma proyectada.

4.2.2 Caja de derivación

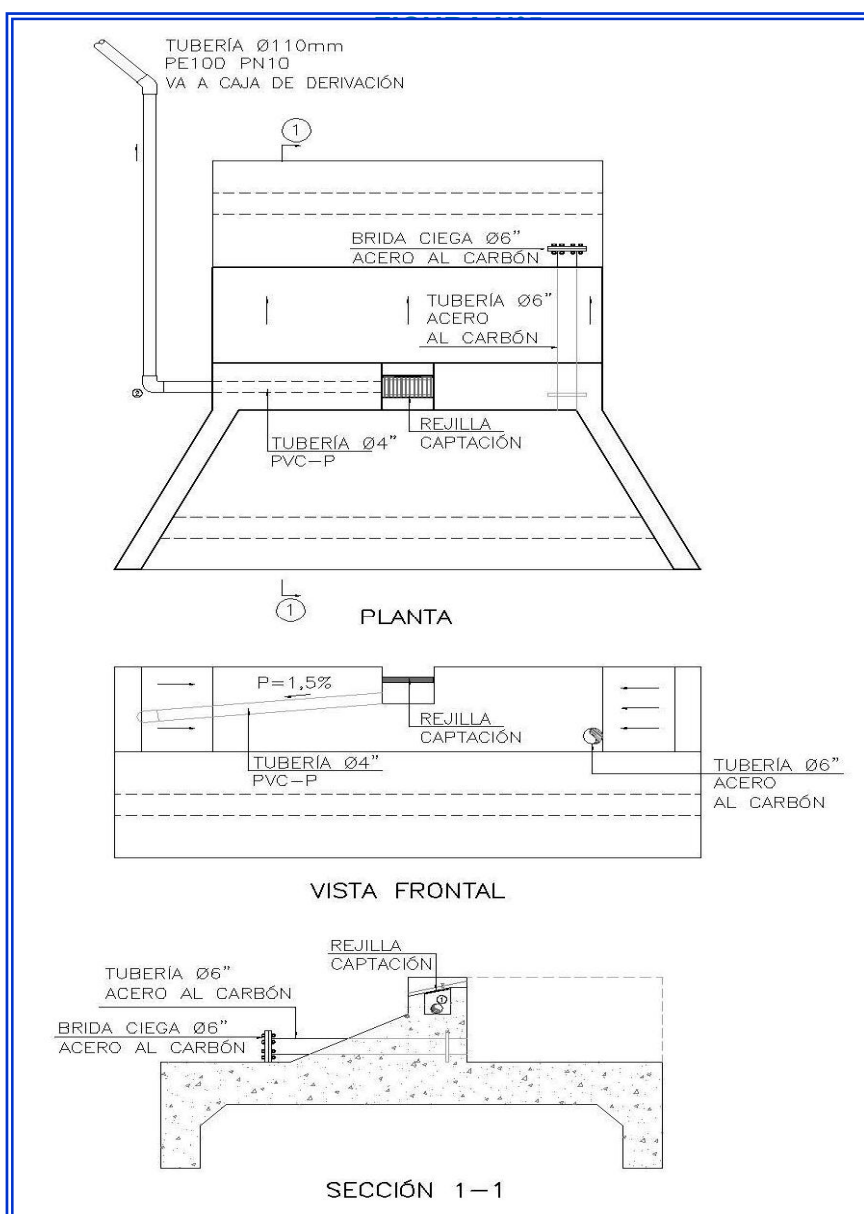
El agua captada por medio de la bocatoma será transportada hacia una caja de derivación proyectada en concreto reforzado de sección cuadrada de 0,80m y profundidad total de 1,0m, la cual tiene como función llevar al desarenador solo el caudal requerido por el acueducto y devolver a la fuente de captación el caudal sobrante.

La entrada a la caja de derivación se realiza por medio de tubería de 4 pulgadas de diámetro proveniente de la bocatoma al igual que la tubería de exceso que devuelve el agua a la quebrada, además contará con tubería de desagüe y limpieza de 2 pulgadas de diámetro, la tubería que transporta el agua captada hasta el desarenador se proyecta de Polietileno de alta densidad de 2 pulgadas de diámetro (Línea de aducción) con una válvula de compuerta ubicada a la salida de la caja de derivación.

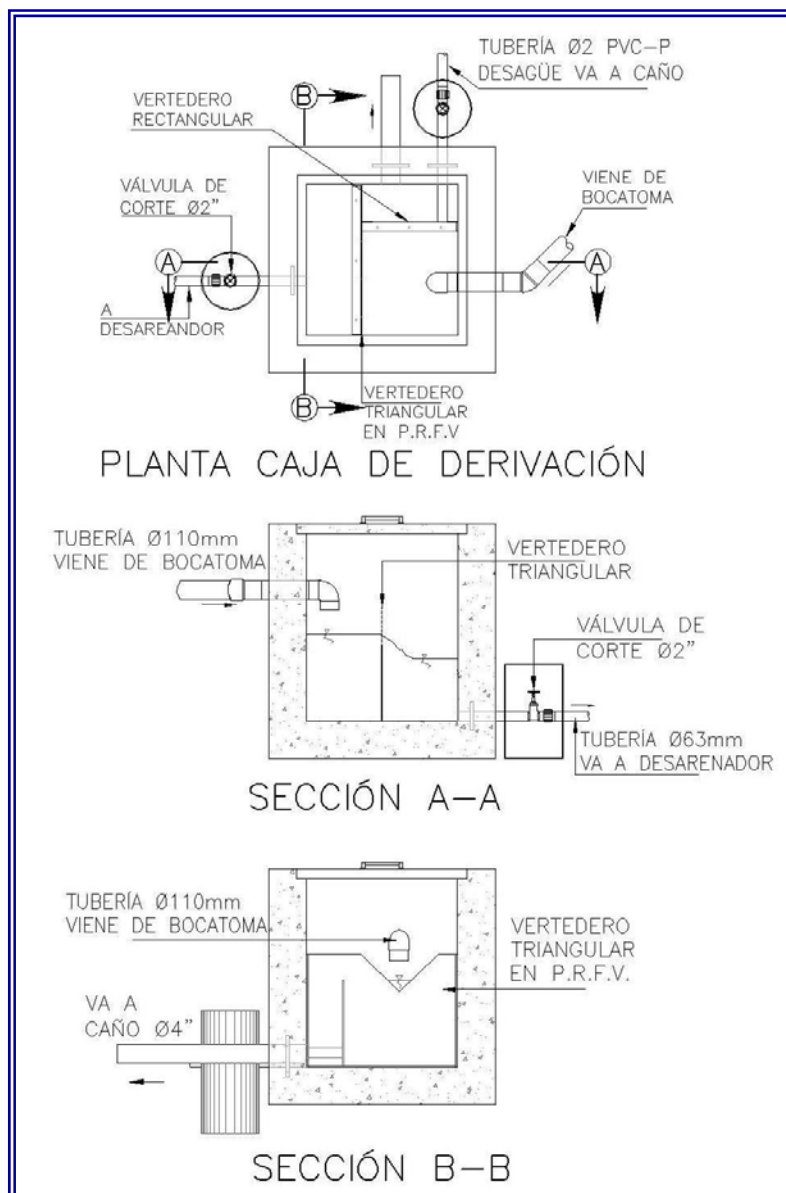
La caja de derivación proyectada cuenta con dos vertederos, uno es el vertedero de salida hacia el desarenador, el cual será un vertedero triangular con un tirante de agua de 6cm el cual es el encargado de garantizar la captación del caudal otorgado por la autoridad ambiental al acueducto (1,07L/s), el segundo vertedero corresponde al vertedero de exceso encargado de devolver a la fuente el caudal sobrante, este tendrá un ancho de 0,5m, una lámina de agua de 3cm y tendrá la capacidad de evacuar un caudal de 4,41 L/s.

En la FIGURA N°5 se observa la caja de derivación proyectada y en el ANEXO 8.1 se observa el diseño detallado de este componente del acueducto.

FIGURA N°4. BOCATOMA PROYECTADA



CAJA DE DERIVACIÓN PROYECTADA



4.2.3 Línea de aducción

Para satisfacer las demandas actuales y futuras del sector, se hace necesario la proyección de la nueva línea de aducción de agua cruda desde la caja de derivación proyectada hasta el desarenador (pre tratamiento), esta tubería se proyecta ser instalada en tubería de Polietileno de alta densidad de Ø63mm con una longitud total de 31,69 m, y cumpliendo con las condiciones hidráulicas propias de tuberías de flujo a presión (Ver FIGURA N°6).

La selección de este diámetro se determinó con base en las recomendaciones propuestas en el RAS 2000, modificado por la Resolución 0330/2.017, el cual sugiere que para aducciones o conducciones que trabajen a presión el diámetro nominal deberá ser mínimo de 50mm.

En cuanto al material se escogió polietileno debido a sus múltiples ventajas, entre ellas, su flexibilidad que le confiere la capacidad de absorber movimientos de tierra, propios de zonas que presenten pendientes altas, igualmente su facilidad de manipulación permite que el proceso de instalación sea menos engorroso y más ágil, disminuyendo el tiempo destinado para esta actividad, otro aspecto importante es el hecho de que al ser un material muy elástico no es necesario utilizar codos de 11,25° y 22,5°, lo que disminuye los costos finales.

Una vez seleccionado el material y el diámetro nominal de la tubería, se procedió a realizar el diseño hidráulico para la tubería con el fin de verificar que funcione adecuadamente y cumpla con todos los requerimientos hidráulicos, el diseño de esta tubería se muestra detalladamente en el ANEXO 8.2.

Según el diseño hidráulico de la línea de aducción se puede observar que la velocidad en la tubería es de 0,44 m/s, valor que no cumple con la recomendación de la Resolución 0330/2.017 Título 2, Capítulo 2, Artículo 56 para evitar que se presente sedimentación de las partículas a lo largo de la tubería se debe tener una velocidad de 0,5 m/s; no obstante si se tiene en cuenta que el agua cruda antes de pasar por esta tubería se represa en la bocatoma y pasa por una caja de derivación donde se presenta sedimentación de las partículas más gruesas, además se proyecta en esta línea una válvula de purga con el fin de hacer mantenimiento a esta tubería y evitar este inconveniente.

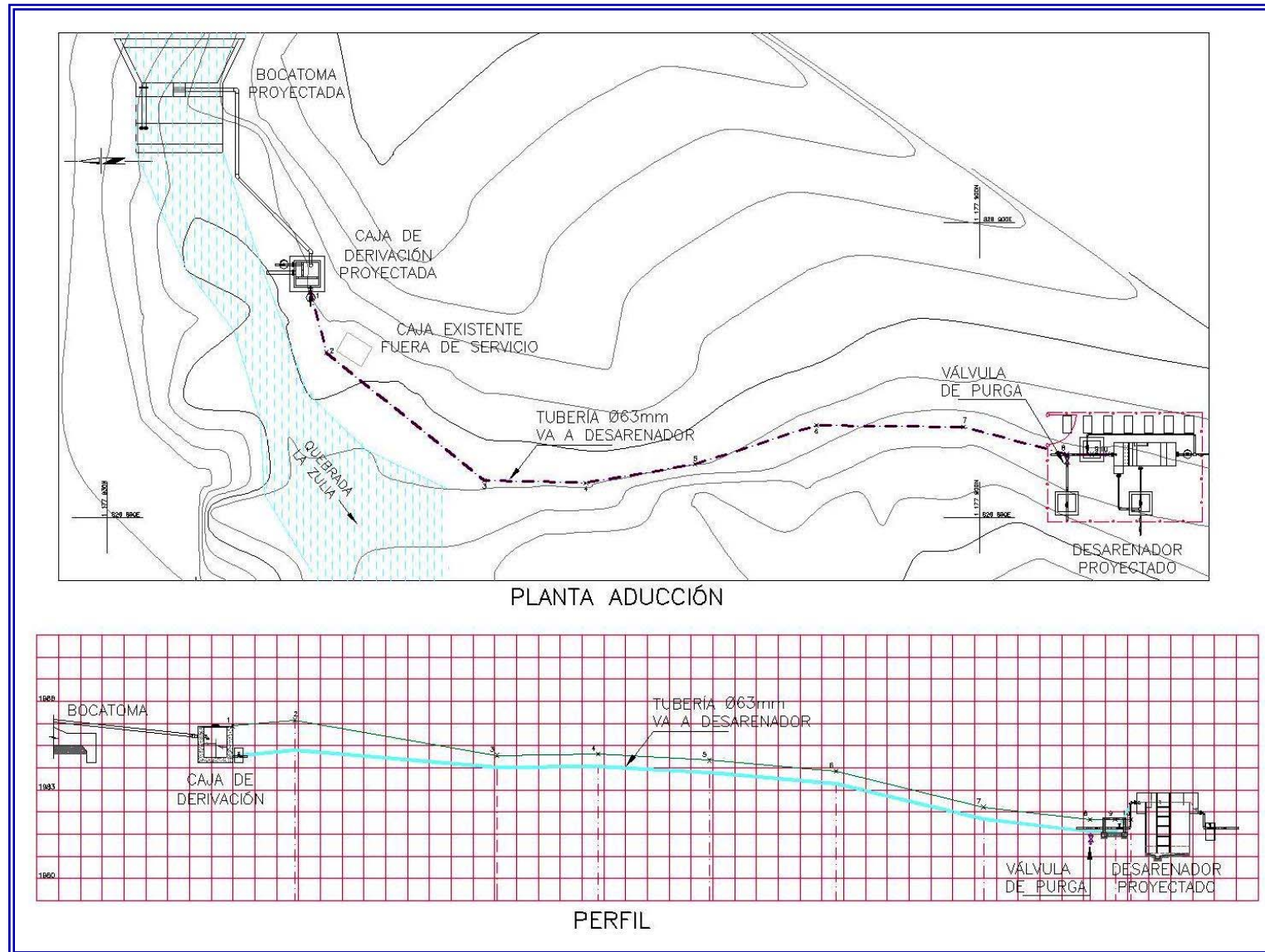
Con el fin de verificar la resistencia de la tubería a sobrepresiones generadas por el golpe de ariete que puedan llegar a presentarse en la línea de aducción se calculó la sobrepresión teniendo en cuenta el material de la tubería y su diámetro correspondiente, como se muestra a continuación.

➤ Caudal a transportar	$Q = 1,07 \text{ L/s}$
➤ Velocidad del sonido en el agua	$V_w = 1,420.0 \text{ m/s}$
➤ Módulo de elasticidad del agua	$E_w = 20,670.0 \text{ Kg/cm}^2$
➤ Material de la tubería de aducción	PEAD
➤ Diámetro de la tubería de aducción	$\varnothing_i = 55,4 \text{ mm}$ (diámetro interno)
➤ Espesor pared tubería de aducción	$e = 4,7 \text{ mm}$
➤ Presión nominal de trabajo de la tubería	$P_n = 163,20 \text{ m.c.a.}$
➤ Módulo de elasticidad de la tubería	$E = 254,8 \text{ Kg/cm}^2$
➤ Velocidad del agua en la aducción	$V_i = 0,44 \text{ m/s}$
➤ Aceleración de la gravedad	$g = 9,81 \text{ m/s}^2$

- Velocidad de la onda de presión $V_p = 5,6 \text{ m/s}$
- Sobrepresión por golpe de ariete $S = 0,3 \text{ m.c.a.}$
- Altura estática más desfavorable $h_i = 3,6 \text{ m.c.a.}$
- Presión cuando ocurra golpe de ariete $P = 3,8 \text{ m.c.a.}$

La tubería seleccionada es de polietileno, la cual tiene una resistencia de 16 bares (PN 16) equivalente a 163,2 m.c.a. lo cual garantiza que en el momento de una sobrepresión por el cierre brusco de una válvula, esta tendrá la capacidad de soportar dicho fenómeno sin poner en riesgo la continuidad del sistema.

FIGURA N°6. LINEA DE ADUCCIÓN PROYECTADA



4.3 SISTEMA DE PRETRATAMIENTO - DESARENADOR

Con el fin de remover los materiales gruesos y algunos finos transportados en el agua captada a través de la bocatoma, y también para evitar la entrada de partículas indeseables que pueden disminuir la eficiencia de las operaciones realizadas en la Planta de Potabilización proyectada; se presenta proyecta un desarenador en poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV) el cual estará ubicado a 31,69 m de la bocatoma al margen de la quebrada La Zulia sobre la cota 1.981msnm, en la FIGURA N°7 se muestra la estructura proyectada.

A continuación se muestra en resumen del diseño hidráulico del desarenador y en el ANEXO 8.3 se muestra en detalle este diseño.

4.3.1 Parámetros de diseño

Según el RAS 2000 y la Resolución 0330/2.017 que lo modifica se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones.

- Caudal de diseño: El desarenador debe tener una capacidad hidráulica igual al caudal máximo diario (QMD). (Resolución 0330/2.017 Título 2, Capítulo 2, Artículo 47, Parágrafo 1).
- Relación dimensiones de la estructura: Se recomienda que la relación entre la longitud útil del desarenador y la profundidad efectiva para almacenamiento de arena sea 10 a 1. (Sugerido en el RAS/2000 Título B, Literal B.4.4.6.4).
- Profundidad de la tolva de arenas: La profundidad efectiva para el almacenamiento de arena en el desarenador debe estar comprendida entre 0,75 m y 1,50 m; aunque también puede ser que la altura de la tolva sea igual a la altura útil de la estructura. (Sugerido en el RAS/2000 Título B, Literal B.4.4.6.4).
- Sistema de evacuación de arenas: El dispositivo para la evacuación de arenas debe tener una pendiente superior del 10% para obtener una eficiente evacuación del producto desarenado (Resolución 0330/2.017 Título 2, Capítulo 2, Artículo 55).
- Rebose y limpieza: Dichos dispositivos deben conectarse a una tubería o canal de descarga cuyo diámetro o ancho sea como mínimo de 25 cm y/o tener una pendiente superior al 2% (Sugerido en el RAS/2000 Título B, Literal B.4.4.6.6).
- Velocidad de sedimentación: La relación entre la velocidad horizontal y la velocidad de sedimentación de las partículas a remover, debe ser menor de 20 (Resolución 0330/2.017 Título 2, Capítulo 2, Artículo 55).
- Tratamiento posterior a la desarenación: Para aguas sometidas a tratamiento posterior, la velocidad horizontal máxima en el desarenador debe ser inferior a 0,25 m/s. Se requiere prever la eliminación de partículas con diámetro mínimo 0,1 mm. (Resolución 0330/2.017 Título 2, Capítulo 2, Artículo 55).
- Peso específico de las partículas: El peso específico de las arenas a remover en el desarenador, será 2,65 g/cm³ (Resolución 0330/2.017 Título 2, Capítulo 2, Artículo 55).

- Pantalla deflectora de flujo: La velocidad a través de los orificios no exceda de 0,20 m/s (Acueductos. Teoría y Diseño, Corcho Romero, Freddy Hernán Pág 187 Numeral 4.2.2)

4.3.2 Datos de entrada

- Caudal máximo diario QMD=1,07L/s
- Caudal de diseño Q=1,07L/s
- Temperatura media del agua T°= 18°C
- Viscosidad absoluta del agua $\mu=0,011\text{g/cm-s}$
- Viscosidad cinemática del agua $\nu=0,011\text{cm}^2/\text{s}$
- Diámetro de la partícula adoptado $\phi_p=0,0075\text{cm}$
- Eficiencia de Remoción Er= 87,5%
- Aceleración de la gravedad $g=981\text{cm/s}^2$
- Peso específico de la arena $\rho_s=2,65\text{g/cm}^3$
- Peso específico del agua $\rho_a=1\text{g/cm}^3$

4.3.3 Cálculos y resultado

Con los parámetros anteriores adoptados se realizó el cálculo de la velocidad de sedimentación necesaria para la remoción proyectada con dos expresiones diferentes (Stokes y Alten- Hazen):

Según Stokes tenemos:

$$V_s = \frac{g * (\rho_s - \rho_a) * \phi_p^2}{18\mu} = \frac{981 * (2,65 - 0,998) * 0,0075^2}{18 * 0,0106} = 0,477 \text{ cm/s}$$

Y ahora con la ecuación de Alten- Hazen se encuentra la velocidad de sedimentación a una temperatura de 18 °C, tomando como base la velocidad de sedimentación a 10°C, la cual es de 0,563cm/s:

$$V_{s(18^\circ\text{C})} = \frac{V_{s10^\circ\text{C}} * (T^0 + 23,3)}{33,3} = \frac{0,563 * (18 + 23,3)}{33,3} = 0,698 \text{ cm/s}$$

Con los datos anteriores realizamos el promedio de ambos valores:

$$V_{s_a} = \frac{V_s + V_{ST^0}}{2} = \frac{0,477 + 0,698}{2} = 0,588 \text{ cm/s}$$

El dimensionamiento del desarenador se realizó con base en el cálculo anterior y los parámetros recomendados en el RAS 2000 modificado por la Res. 0330/2.017.

TABLA N° 10. DIMENSIONAMIENTO DESARENADOR PROYECTADO

PARÁMETRO	VALOR
* Profundidad útil del desarenador ; H	1,50 m
* Tiempo de sedimentación de la partícula ; t	255,2 s
* Grado del desarenador, según Flinn, Weston y Bogart	2
- Malos deflectores o sin ellos	1
- Deflectores Buenos	2
- Muy Buenos Deflectores	3
* Relación entre tiempo de det. Y tiempo de sedim. ; M	2,75
* Tiempo de detención hidráulica ; a	701,86 s
* Volumen de la zona de sedimentación ; V	0,75 m³
* Área útil superficial del desarenador ; As	0,50 m²
* Relación largo útil - ancho útil ; L / A	5,0
* Ancho útil del desarenador ; A	0,30 m
* Largo útil del desarenador ; L	1,50 m
* Ancho útil del Desarenador (adoptado) ; A	0,80 m
* Largo útil del desarenador ; L (adoptado) L	1,50 m

Para el dimensionamiento del desarenador se utilizó una relación largo/ancho de 5:1 y con el área superficial se encontró el ancho del desarenador que para este caso fue de 0,3 metros, sin embargo esta medida es muy pequeña y no permite hacer el mantenimiento de la estructura razón por la cual se adoptó un ancho útil de 0,8 metros.

El desarenador se proyectará en PRFV de largo total de 2,1m, ancho 0,8 m y altura total de 2,05 m, conformado por los siguientes componentes:

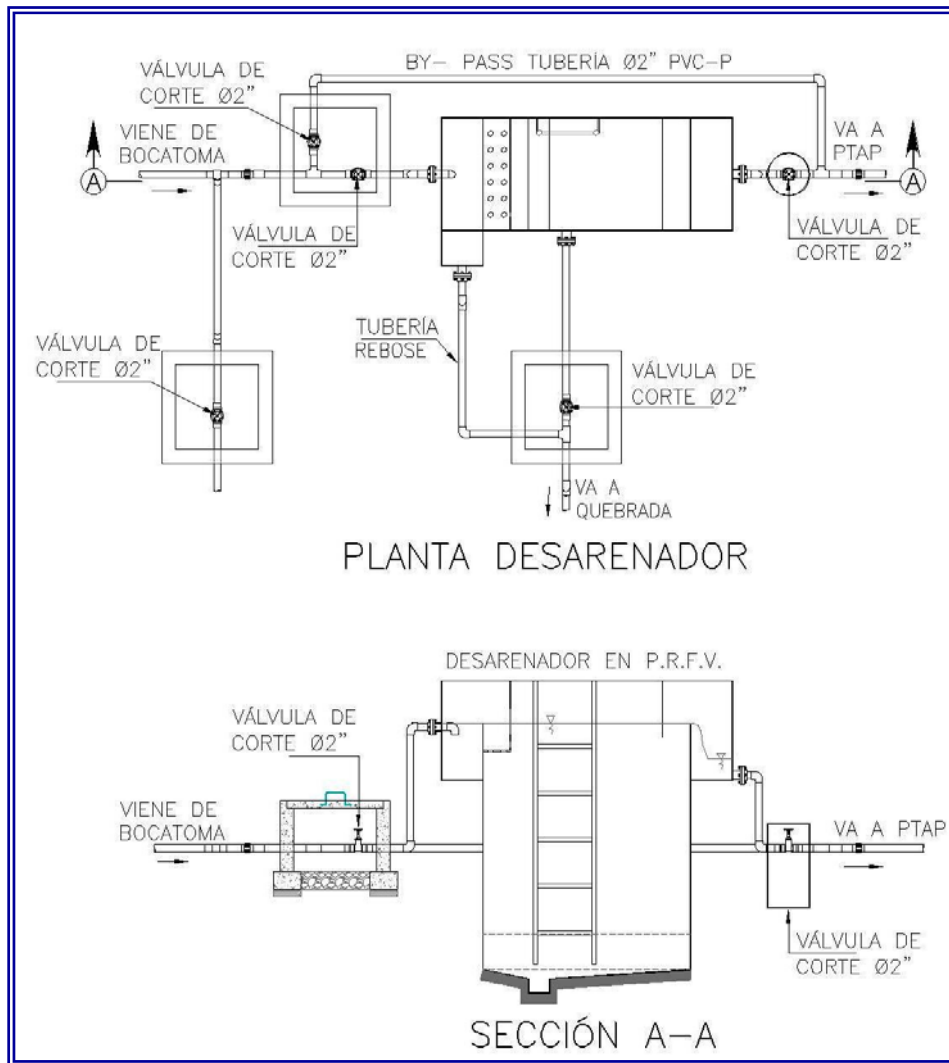
- Zona de entrada: El sistema de entrada será una cámara compuesta por un vertedero dispuesto a todo lo ancho de la estructura, además para los excesos de caudal, se instalará un rebose en tubería, el cual tendrá capacidad para evacuar todo el caudal que ingresa al sistema. Por último, se instalará una tubería para el paso directo (by-pass) hacia la conducción, en el momento que el desarenador requiera labores de reparación o mantenimiento.
- Vertedero de excesos: Para evacuar el caudal excedente que pudiera llegar a la caja de entrada del desarenador en épocas de fuertes lluvias y aumento del nivel de la quebrada, que ocasiona un aumento del régimen de velocidad en la zona de sedimentación y con ello se disminuye su eficiencia, se proyectará un vertedero rectangular en una de las paredes paralelas a la dirección de entrada del flujo, utilizando la expresión de Francis para vertederos rectangulares de pared delgada sin velocidad de llegada y sin contracción. El vertedero de exceso se debe diseñar para evacuar la totalidad del caudal que transportar a línea de aducción cuando se dé la eventualidad de tener que evacuar toda el agua presente. Para tal fin se diseña un vertedero de 0,30m de ancho y 0,40m de profundidad con una

tubería de Ø2 pulgadas de diámetro en el fondo para retornar el agua excedente a la quebrada y garantizar que el vertedero trabaje a flujo libre.

- Pantalla distribuidora de flujo: se instalará con el fin de eliminar corto circuitos y distribuir el flujo uniformemente en todo el área del desarenador, la pantalla en PRFV tendrá dimensiones 20 orificios de Ø0,75pulgadas, cada uno con capacidad de transportar un caudal de 0,05 L/s a una velocidad de 0,2 m/s.
- Zona de sedimentación: Esta zona tendrá una dimensiones de 0,80 m de ancho, de 1,50m de largo y 1,50 m de alto medidos desde la lámina de agua hacia el fondo donde empieza la zona de almacenamiento de arena; cabe anotar que entre la zona de decantación y la zona de arenas no hay ninguna clase de pantalla o deflector que separe completamente cada zona, es decir; que la profundidad útil es un margen establecido y avalado por los parámetros de diseño del RAS/2000, modificado por la Resolución 0330/2.017. Contará hacia la salida de la zona de sedimentación con una pantalla de 0,40 m de alto y 0,8m de ancho, con el objetivo de prevenir la salida de natas y flotantes, ubicada con respecto al vertedero de salida a 0,20 m.
- Zona de almacenamiento de arena: almacenará las arenas que se remueven en el desarenador, tendrá una longitud de 1,5 m, ancho 0,8 m y altura de 0,25 m. Para la extracción de la arena se contará con una tubería de purga de Ø 2", la cual contará con una válvula de compuerta Ø 2".
- Zona de salida: La zona de salida se diseña de tal manera que permita un flujo constante, y mantenga la velocidad por debajo de la velocidad de arrastre (velocidad horizontal), con el fin de evitar la re suspensión de las partículas sedimentadas, tendrá una dimensión de 0,3 m de separación entre el vertedero y el muro, 0,4 m de alto y 0,7 de profundidad. La zona de salida contará con un vertedero rectangular en PRFV de ancho 0,80 m y una lámina de agua de 0,80 cm, y tubería de salida hacia el tanque de aquietamiento en PE 100 PN 10 Ø 63 mm, la cual garantiza que el vertedero trabaje a flujo libre.

Las memorias de cálculo detalladas acerca del diseño del desarenador se muestran en el ANEXO 8.3, y en la FIGURA N°7 se observa la configuración del desarenador proyectado.

FIGURA N°7. DESARENADOR PROYECTADO



4.4 LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA CRUDA

La tubería que transportará el agua desde el desarenador hasta la planta de tratamiento de agua potable fue diseñada bajo todos los criterios técnicos estipulados para tuberías que trabajan con condiciones hidráulicas de flujo a presión y teniendo en cuenta las recomendaciones del RAS 2000 modificado por la Resolución 0330/2.017.

Del diagnóstico del sistema de abastecimiento de agua cruda, se concluyó que no es posible conservar la tubería existente, razón por la cual la línea de conducción será reemplazada en su totalidad por tubería de polietileno de alta densidad (PE 100 Ø63mm PN10) con una longitud de 329,21 metros (Ver FIGURA N°8).

Al igual que para la aducción en la selección del diámetro y del material influyeron aspectos importantes como los mencionados anteriormente, y que permiten reducir costos de instalación.

En el ANEXO 8.4 se observa el diseño hidráulico de la red de conducción de agua cruda donde se muestra que la velocidad del agua en la tubería es de 0,44 m/s, valor que no cumple con la recomendación de la Resolución 0330/2.017 donde se sugiere una velocidad mínima de 0,50m/s para evitar que se presente sedimentación de las partículas a lo largo de la tubería, sin embargo, cabe resaltar que el agua cruda pasa previamente por un desarenador donde se remueven partículas con diámetro igual o mayor a 0,0075 cm donde se garantiza que la sedimentación que se presentará en el recorrido será mínima, además como medida de corrección se proyectó la instalación de 2 válvulas de purga en los puntos más bajos a lo largo de la línea de conducción para limpieza y mantenimiento.

Por otro lado se proyectaron también 2 válvulas ventosas ubicadas de forma estratégica en los puntos más elevados de la línea de conducción para evitar la generación de bolsas de aire, su ubicación con coordenadas se muestran en la TABLA N° 11.

TABLA N° 11.UBICACIÓN DE LAS VÁLVULAS DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA CRUDA

Tipo de Válvula	Ø(pul)	Número	Ubicación
Válvulas de Ventosa	2	1	K0+076,89
		2	K0+239,53
Válvulas de purgas	2	3	K0+217,84
		4	K0+291,80
Total Válvulas		4	

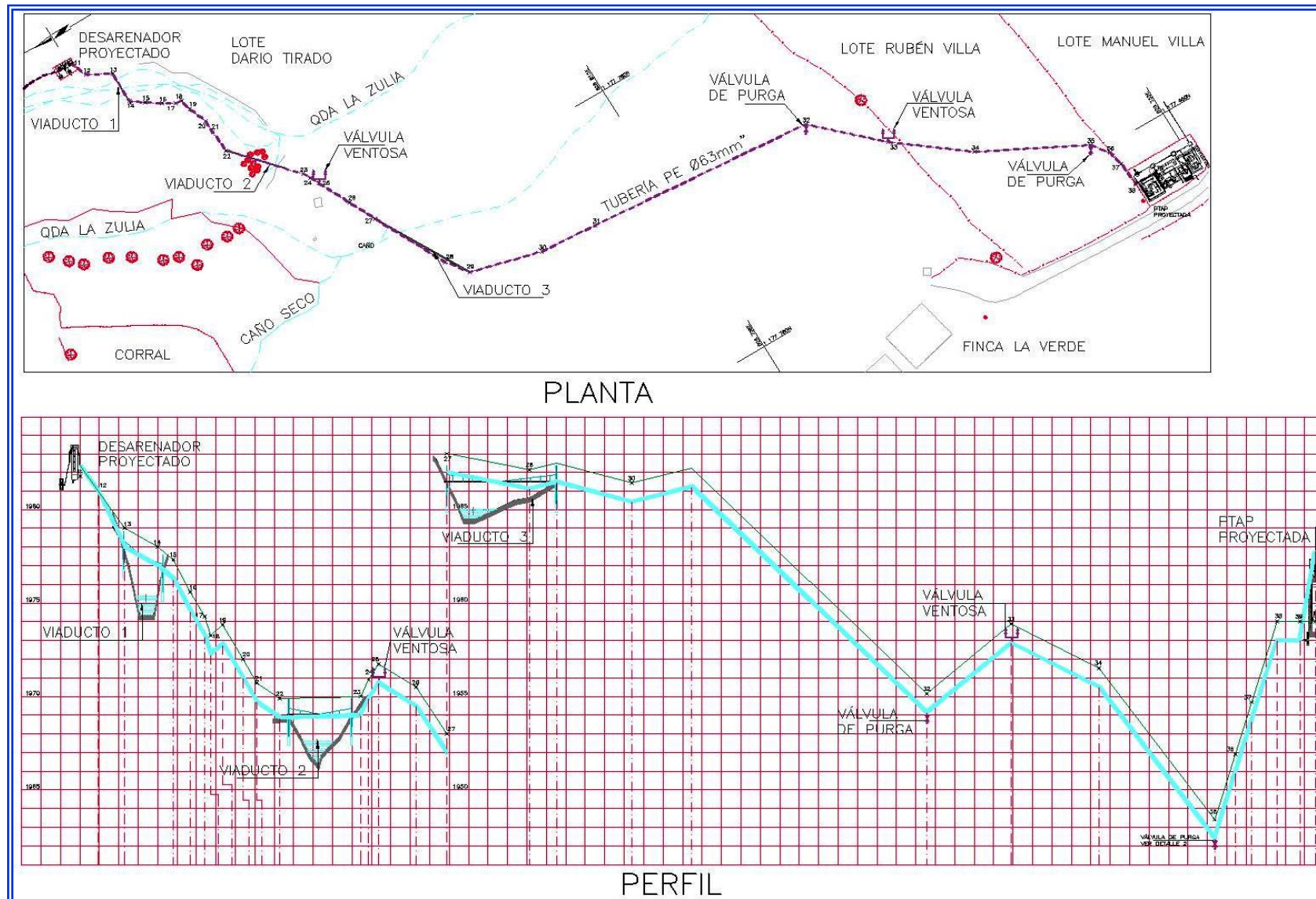
En el diseño hidráulico se verificó también la resistencia de la tubería a las sobrepresiones generadas por el golpe de ariete, para ello se calculó esta sobrepresión teniendo en cuenta el material de la tubería y su diámetro correspondiente, como se muestra a continuación.

- Caudal a transportar $Q = 1,07 \text{ L/s}$
- Velocidad del sonido en el agua $V_w = 1,420.0 \text{ m/s}$
- Módulo de elasticidad del agua $E_w = 20,670.0 \text{ Kg/cm}^2$
- Material de la tubería de aducción PEAD
- Diámetro de la tubería $\varnothing_i = 55,4 \text{ mm}$ (diámetro interno)
- Espesor pared tubería $e = 4,7 \text{ mm}$
- Módulo de elasticidad de la tubería $E = 254,8 \text{ Kg/cm}^2$
- Velocidad del agua $V_i = 0,44 \text{ m/s}$
- Aceleración de la gravedad $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

- Velocidad de la onda de presión $V_p = 5,6 \text{ m/s}$
- Sobrepresión por golpe de ariete $S = 0,3 \text{ m.c.a.}$
- Altura estática más desfavorable $h_i = 11,4 \text{ m.c.a.}$
- Presión cuando ocurra golpe de ariete $P = 11,6 \text{ m.c.a.}$

La tubería seleccionada la cual corresponde a polietileno de alta densidad (PE 100) tiene una resistencia de 10 bares (PN 10) equivalente a 101,98 m.c.a. lo cual garantiza que en el momento de una sobrepresión por el cierre brusco de una válvula, esta tendrá la capacidad de soportar dicho fenómeno sin poner en riesgo la continuidad del sistema.

FIGURA N°8. LINEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA CRUDA PROYECTADA



4.5 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE (PTAP)

Como primer paso para el diseño de la planta de Tratamiento de agua potable para el sector, fue necesario realizar un análisis de calidad del agua cruda y de este modo poder determinar qué clase de tratamientos requiere el agua para poder ser aprovechada como agua potable.

De este análisis se concluyó que el agua tiene buenas características físico químicas y microbiológicas, razón por la cual solo requiere tratamiento convencional, en el ANEXO 6 se muestran los resultados de dichos análisis.

En consecuencia con lo anterior se proyecta entonces un sistema de tratamiento que consta de las siguientes unidades: coagulación, floculación, sedimentación, filtración y cloración y adicionalmente dos unidades de secado para los lodos producidos en el proceso.

Sumado a esto, se contará con una caseta de operaciones dotada de los implementos necesarios para monitorear constantemente los parámetros del agua tratada y un sistema de medición del agua producida que facilitará las labores de facturación y manejo de pérdidas en el sistema, además contará con un desagüe interno hacia un caño aledaño.

La planta de tratamiento de agua potable será diseñada para un caudal de 1,07L/s y estará ubicada en la parte alta del sector lo que permite que el sistema trabaje por gravedad.

El recorrido del agua empieza en el proceso de coagulación que será realizado por medio de un dosificador de coagulante ubicado a la entrada de la planta, allí se realiza la mezcla rápida y posteriormente el agua es conducida hacia la unidad de floculación de manto de lodos, la cual es un módulo circular de 1,2 metros de diámetro y altura de 2,5 metros, de poliéster reforzado con fibra de vidrio. Seguidamente, el agua pasa hacia el sedimentador proyectado con las mismas dimensiones y en el mismo material del floculador. El floculador y el sedimentador estarán ubicados sobre la losa superior del tanque de almacenamiento.

Desde el sedimentador, el agua pasa por una tubería de 2" de diámetro de PVC-P hasta el filtro autolavante de dimensiones Ø0,8 m y altura 3,5 metros ubicado a un nivel más bajo sobre una losa de concreto, posteriormente el agua pasa al tanque de almacenamiento de agua potable por una tubería de PVC-P de 2" de diámetro; a la entrada del filtro se realiza la dosificación de Hipoclorito de sodio encargado de la desinfección del agua.

Para el tratamiento de los lodos producidos en las unidades de floculación y sedimentación se proyectan dos unidades de lechos de secado ubicados sobre una losa en concreto. A continuación se describen detalladamente cada una de las unidades que componen el sistema de tratamiento.

4.5.1 Sistema de entrada

El ingreso del agua cruda al sistema de potabilización consiste en tubería de Polietileno de alta densidad proveniente del desarenador, posteriormente se realiza una transición a tubería de PVC-P antes de entrar a una caja en concreto que contiene una válvula de cierre, la cual es la encargada de controlar el ingreso de agua cruda al sistema.

Después de la válvula de entrada a la Planta de tratamiento el agua se dirige por medio de tubería de PVC-P hasta un cilindro de 0,15m de diámetro y 0,65m de altura donde se realiza la dosificación y mezcla rápida del coagulante.

4.5.2 Dosificación del coagulante

Para la dosificación de coagulante, se utilizará una bomba dosificadora electromagnética de membrana la cual es utilizada con el fin de realizar una inyección precisa del producto químico, esta se ubicará dentro de la caseta de operaciones, realizará la succión del producto químico de un tanque plástico ubicado en la parte externa de la caseta y la inyección se lleva a cabo por medio de una manguera flexible en el cilindro mencionado en el numeral anterior, ubicado a la entrada del floculador.

La bomba proyectada cuenta con 5 modos de operación que permite hacer variación del caudal del 20% al 100% y automatizar la dosificación, igualmente cuenta con control de potencia ajustable electrónicamente. En la FIGURA N°9 se muestra una bomba que cumple con las mismas características de la bomba proyectada.

FIGURA N°9. BOMBA DOSIFICADORA DE QUÍMICOS



4.5.3 Sistema de floculación

La unidad de floculación estará compuesta por un cilindro circular construido en poliéster reforzado con fibra de vidrio de Ø1,20m y 2,50m de altura; en donde se llevará a cabo la floculación de manto de lodos. Para la recolección del agua floculada contará con una canaleta perimetral interna en fibra de vidrio y dientes de sierra. La unidad será diseñada para trabajar con un caudal de 1,07 L/s.

El RAS 2000 modificado por la Resolución 0330/2.017 no tiene parámetros de diseño para las unidades de floculación de manto de lodos, sin embargo para el diseño se tomó los parámetros de diseño de la ENOHSA.

4.5.3.1 Datos de diseño

* Caudal de diseño	Q=	1,07 L/s
* Horas de tratamiento al día	Tb=	24 h
* Numero de módulos	N=	1 un
* Caudal por módulo	q=	1,07 L/s
* Dosis de coagulante	D=	10 mg/L
* Concentración del lodo deseado	C=	10 %
* Densidad del floculo deseado	rf=	1001 kg/m ³
* Carga superficial	Cs=	4,0 m/h
* Temperatura	T=	18 °C
* Tiempo de floculación	t=	15 min
* Gravedad	g=	9,81 m/s ²
* Peso específico del agua	r=	998,62 kgf/m ³
* Viscosidad Absoluta	m=	0,000108 kgf-s/m ²
* Viscosidad Absoluta	m=	0,001060 N-s/m ²
* Viscosidad Cinemática	n=	0,010615 cm ² /s

4.5.3.2 Cálculos y resultados

➤ Área requerida

$$A \text{ (m}^2\text{)} = \text{Caudal de diseño (m}^3\text{/h) / Carga superficial (m/h)}$$

* Área requerida	A=	0,96 m ²
* Diámetro del floculador	Øf=	1,11 m
* Diámetro del floculador adoptado	Øf=	1,20 m

La profundidad del floculador de manto de lodos es diferente según el tipo de unidad y suele estar entre 1m y 3m, cuanto mayor sea la altura del manto, mayor será la remoción de turbiedad (ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. "Teoría y Práctica de la Purificación del Agua", 3ra Edición, Editorial McGraw-Hill, Santa Fé de Bogotá, 2.000, pág.264.).

Los tanques de manto de lodos frecuentemente se construyen con una forma tronco - piramidal o tronco - cónica (paredes con 60° de inclinación con la horizontal) con el objeto de que la velocidad del agua disminuya con la altura, (ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. "Teoría y Práctica de la Purificación del Agua", Tercera Edición, Editorial McGraw-Hill, Santa Fé de Bogotá, 2.000, pág. 264.)

➤ Gradiente

$$G = \sqrt{\frac{\rho g}{\mu}} \times \sqrt{\frac{C}{1-C}} \times \frac{\rho_f - \rho}{\rho} \times C_s$$

Carga superficial C_s en m/s
Viscosidad Absoluta μ en Ns/m^2

$$G = 1,649 \text{ s}^{-1}$$

➤ Comprobación; $C \times G \times T$

Concentración (decimal) $\times$ gradiente (s^{-1}) $\times$ tiempo floculación (s)

Comprobación **148,41 OK!! Buena eficiencia**

➤ Diseño de las canaletas recolectoras de agua clarificada

$$h = [73 \times (1,3Q) / b]^{2/3}$$

Número de canaletas por floculador (N_c) =	1 un
Caudal por cada canaleta; (q_c) =	1.07 l/s
Adoptar una canaleta de ancho; b =	15 cm
Factor de mayoración de caudal; K =	1.00
h_o =	3 cm
Altura vertedero alv =	5 cm
Borde libre bl =	7 cm
Adoptar una canaleta de altura; ht =	15 cm
Longitud canaleta, L =	2.83 m
Ancho de vertederos =	10 cm
Número de veraderos =	14 cm
Espaciamiento =	10.2 cm
Lámina sobre vertedero =	2.0 cm

Verificación lámina de agua menor a altura de vertedero **OK**

Carga en las canaletas recolectoras de agua clarificada, q/m

q/m = Caudal por canaleta/longitud de canaletas

$$q/m = 0,38 \text{ l/s-m}$$

No cumple Rango RAS/2000 : 1,67 - 3,33 L/s-m

Se utilizará una canaleta perimetral diente de sierra en poliéster reforzado con fibra de vidrio de 10 cm de ancho por 15 cm de alto para recolectar el agua clarificada y entregarla hacia el sedimentador.

Se tiene una carga superficial por longitud de canaleta de 0,38 l/s-m, la cual es menor que la carga mínima recomendada en el RAS 2000.

Al tener una recolección perimetral se alcanza una mayor longitud de recolección del agua, lo que disminuye la carga, esto no implica un mal diseño de la canaleta, simplemente significa que esta trabajará con una carga más baja y podrá trabajar con un caudal mayor sin que se ahogue.

➤ Diseño del orificio de entrega al sedimentador

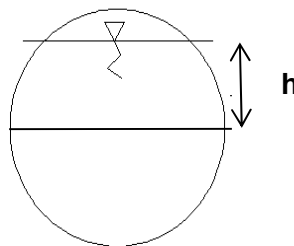
Con el fin de determinar la altura de la lámina de agua del orificio que entregará al sedimentador se utilizará el concepto de orificio sumergido, aplicando la siguiente fórmula:

$$Q = C_d \times A (2 \times g \times h)^{0,5}$$

Despejando h en función de las demás variables se tiene:

$$h = [(Q / (C_d \times a))^2 / 2g]$$

Cd	=	0,6 Adoptado
Diámetro orificio	=	4,0 pulg
Área del orificio	=	0,008 m ²
Q	=	1,07 L/s
g	=	9,81 m/s ²
h	=	0,0025 m



Al utilizar una tubería de Ø 4pulg para conectar el floculador con el sedimentador, se genera una lámina de agua desde el centro de la tubería de 0,002m por lo que se garantiza que la tubería seleccionada permite el paso de este caudal.

➤ Gradiente a la entrada de un orificio

$$G = (f \times V^3 / (n \times 8 \times R))^{1/2}$$

* Diámetro orificio	Ø=	4,0 pulg
* Velocidad en el orificio	V=	0,14 m/s
* Temperatura del agua	T=	18 °C
* Viscosidad	n=	0,0106 cm ² /s
* Gradiente	G=	20,65 s ⁻¹

➤ Número de Reynolds, Re

$$Re = \frac{V \times e}{\nu}$$

Dónde:

V= Velocidad en el orificio en cm/s
e= Diámetro del orificio en cm
n= Viscosidad cinemática en cm²/s

$$Re = 12632,7$$

➤ Estabilidad de los flóculos; S

$$S = Gp \times Re^{-0.5}$$

Dónde:

Gp = Gradiente instantáneo en el pase
Re = Número de Reynolds

$$S = 1,84E-01 \quad \text{OK, Cumple ENOHSA Numeral 5}$$

➤ Dimensiones del floculador

Diámetro tubería de entrada	Øt =	4 plg
Área tubería	At =	0,008 m ²
Velocidad	V =	0,13 m/s
Angulo de la tolva	Ang =	60 °
1/2 base floculador	C =	0,55 m
Altura tolva	Alt tol =	0,95 m
Volumen tolva	V tol =	0,39 m ³
Volumen cilindro (lodos)	V cil =	1,08 m ³
Tiempo de detención cono	Tcono =	6,10 min
Altura sobre el cono	Alt c =	0,51 m
Altura adicional	Alt adc =	0,59 m
Altura total sobre el cono	Alt total =	1,10 m
Altura cono sobre el fondo	Alt sf =	0,20 m
Altura canaleta	Alt canal =	0,15 m

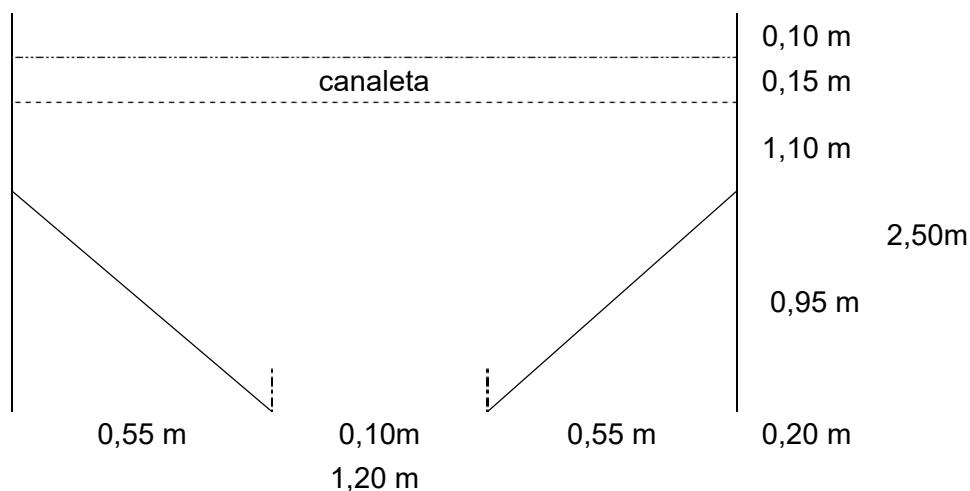
Borde libre
Altura floculador

BI = 0,10 m
Alt floc = 2,50 m

Se instalará un floculador de 2,5 metros de altura y diámetro igual a Ø1,2 metros.

➤ Volumen de almacenamiento de lodos

Volumen de almacenamiento de lodos = 0,34 m³



➤ Exceso de lodo producido

Como antecedente se tiene que Hudson (1965), estimó que (1) un gramo de Sulfato de Aluminio produce $21,8 \times 10^{-3} \text{ cm}^3$ de lodo, por consiguiente se tiene entonces que para el caudal que se espera tratar se produce:

$$\text{Lodos (q)} = 21,8 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{d} \times \text{QMD} \times \text{Dosis}$$

$$* \text{ Lodos (q)} \quad q = 0,0084 \text{ m}^3/\text{d}$$

➤ Caudal de purga: qe

$$q_e = C_d \times a \times (2 \times g \times h)^{1/2}$$

* Coeficiente de descarga

$$C_d = 0,6$$

* Diámetro del orificio

$$\varnothing_o = 2,0 \text{ pulg}$$

* Área del orificio	a=	0,002 m ²
* Gravedad	g=	9,81 m/s ²
* Carga hidráulica sobre el orificio	ho=	2,25 m
* Caudal descargado	Qe=	0,008 m ³ /s
* Caudal descargado	Qe=	8,1 L/s
* Duración de la descarga:	t=	42,35 seg

➤ Frecuencia de purga: Tp

$$Tp = \text{Volumen de lodos (m}^3\text{)} / \text{exceso de lodos (m}^3\text{/d)}$$

* Frecuencia de purga:	40,74 horas
	1,70 días

Lo anterior indica que el floculador proyectado debe ser purgado cada 2 días; sin embargo por facilidad de operación y mantenimiento de las estructuras de la PTAP, se escoge el menor tiempo de purga entre el floculador y el sedimentador y este será el tiempo para ambas estructuras

* Frecuencia de purga final:	1,70 días
------------------------------	-----------

➤ Tiempo de vaciado del floculador

Debido a la eventual necesidad de desocupar por completo el floculador, a causa de actividades de limpieza, reparación o mantenimiento; se realizará a continuación el diseño del orificio de vaciado y desagüe, utilizando la siguiente expresión:

$$T = [(2 \times A \times (h)^{1/2}) / (m \times a \times (2 \times g)^{1/2})]$$

$$A = [L \times b]$$

$$a = [(p \times \varnothing^2) / 4]$$

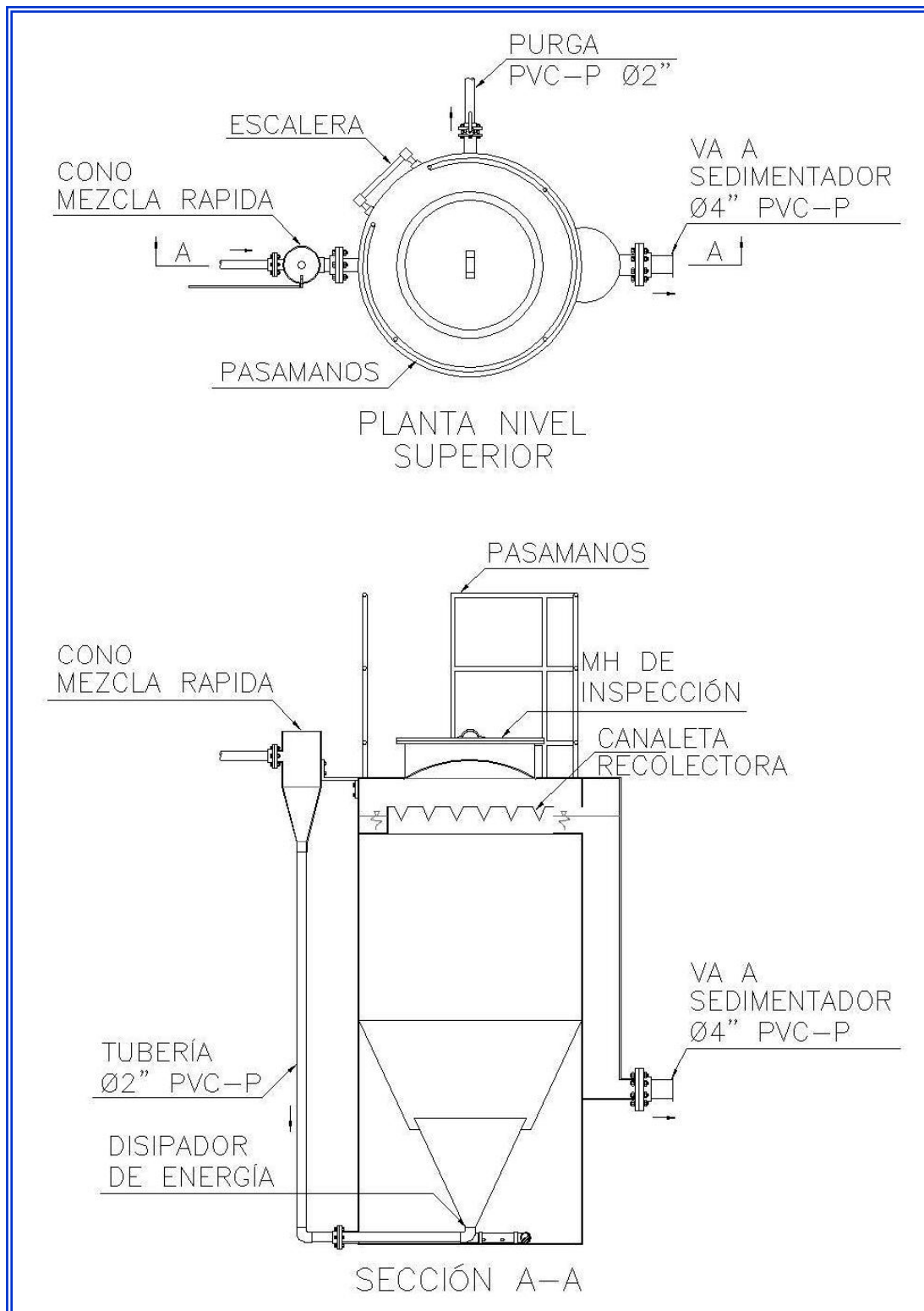
* Área superficial del floculador	A =	1.1 m ²
* Constante de la ecuación	m =	0.55
* Aceleración de la gravedad	g =	9.81 m/s ²
* Tiempo de vaciado del floculador	T =	0.20 h

Cumple Literal B.9.4.10 del RAS/2.000, T < 8 horas

La extracción de lodos del floculador se realizará por medio de una tubería de PVC-P de Ø2 pulg y una válvula mariposa de Ø2 pulg.

En la FIGURA N°10 se muestra un esquema del floculador de manto de lodos proyectado y en el ANEXO 8.5.1 se muestra detalladamente el diseño hidráulico.

FIGURA N°10. FLOCULADOR DE MANTO DE LODOS PROYECTADO



4.5.4 Sistema de sedimentación

El agua proveniente de la floculación pasará al sistema de sedimentación de alta tasa con panales plásticos de decantación acelerada, de sección circular, con $\varnothing$ 1,20 m y altura total de 2,50 m, será en PRFV, proyectado para tratar un caudal de 1,07 l/s.

El ingreso del agua al sedimentador se realizará por medio de un múltiple distribuidor de PVC-P de $\varnothing$ 4", el agua tratada se recolectará en una canaleta perimetral diente de sierra de 0,10m de ancho por 0,15m de alto y para la extracción de lodos se instalará una tubería de PVC-P de $\varnothing$ 3", a la cual estará adosada una válvula tipo mariposa $\varnothing$ 3".

Para el dimensionamiento de la unidad de sedimentación se tuvo en cuenta las siguientes consideraciones según lo consignado en la resolución 0330 de 2.017.

Carga superficial-Tiempo de retención-Velocidad sedimentación: (Resolución 0330 de 2017. Art 113).

Tipo de sedimentador	Carga superficial (m ³ /m ² /d)	Tiempo de retención hidráulica (min)	Velocidad Crítica sed (cm/s)
Módulos angostos L=0.6 m	100-110	10-20	15-30
Módulos angostos L=1.2 m	120-185		
Módulos profundos L>1.2 m	200-300		

De acuerdo al tipo de módulo, la tasa de sedimentación se afectará por el factor indicado en la tabla:

Tipo de módulo	Factor de forma
Placas plantas paralelas	1
Tubos circulares	4/3
Tubos cuadrados	11/8
Tubos ondulados	1,3
Otras secciones tubulares	1.33 - 1.42

4.5.4.1 Obtención de la tasa de rebose (ascenso)

Según el fabricante de los módulos plásticos de sedimentación acelerada; en áreas con temperatura del agua normalmente superior a 10°C, sin exceder una rata de ascenso de 6,1 m³/m²-h, en el área total del tanque, se puede aplicar lo siguiente:

$$R = [Qd / At] \left\{ \begin{array}{l} * \text{ Rata de rebose ; } R = (\text{ m}^3/\text{m}^2\text{-h}) \\ * \text{ Caudal de diseño ; } Qd = (\text{ l/s}) \\ * \text{ Área superficial del tanque ; } At = (\text{ m}^2) \end{array} \right.$$

RATA (m ³ /m ² -h)	TURBIEDAD (U.N.T.) ⁽¹⁾
4,9	1 a 3
7,3	3 a 7
9,8	5 a 10
(1): Hace referencia a la turbiedad del efluente del sedimentador.	

Según resolución 0330 de 2017 se debe adoptar una carga superficial entre 4.2 y 4.6 m³/m²-h para módulos angostos de L=0.6 m, sin embargo de acuerdo a resultados encontrados experimentalmente, se adopta una rata de rebose de 3,6 m³/m²-h; con lo que se tiene:

* Rata de rebose	R=	3,6 m ³ /m ² -h	Experiencia de sistemas existentes y en operación exitosa.
* Caudal de diseño	Qd=	1,07 l/s	
* Área sup. Tanque	At=	1,07 m ²	

Adoptando una estructura circular se tiene entonces un diámetro de:

$$\varnothing_s = (4 * At / P)^{0,5}$$

* Diámetro del cilindro	$\varnothing_s =$	1,20 m
* Diámetro del cilindro adoptado	$\varnothing_s =$	1,20 m
* Perímetro del cilindro	$P_s =$	3,77 m
* Altura Útil Sedimentador	$h =$	2,25 m
* Altura hasta borde superior canaleta	$h_c =$	2,30 m
* Borde libre	$Bl =$	0,20 m
* Altura total del sedimentador	$H =$	2,50 m

Se instalará un sedimentador de 2,5 metros de altura y diámetro igual a 1,2 metros.

4.5.4.2 Diseño del sistema de distribución de flujo tipo Hudson

* Diámetro sedimentador	Øs=	1.20 pulg
* Diámetro múltiple	Øm=	4.00 pulg
* Área del múltiple	Am=	0.0081 m ²
* Caudal sedimentador	Øs=	1.07 l/s
* Espaciamento	e=	0.125 m
* N° de orificios	No=	10 un
* Diámetro Orificio	Ø1=	3.14 pulg
* Diámetro Orificio	Ø1=	3.00 pulg
* Area de Orificios	A1=	0.0046 m ²
* Viscosidad Cinemática	n=	0.01061 cm ² /s

➤ Gradiente en orificio de entrada

$$*G = (f \times V^3 / (n \times 8 \times R))^{1/2}$$

$$V = 0,13 \quad \text{m/s}$$

$$G = 20,65 \quad \text{s}^{-1}$$

Dónde:

* f: coeficiente que variar entre 0,020 y 0,04

* v : Viscosidad cinemática (cm²/s)

* v : velocidad del flujo en los orificios (cm/s)

* R: radio medio hidráulico, para orificio es d/4 (cm)

*ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. "Teórica y Práctica de la Purificación del Agua", Tercera Edición, Editorial McGraw-Hill, Santa Fé de Bogotá, 2.000, pág. 297.

➤ Primera iteración

No. ORIFICIOS	V _{Li}	Q _{Li}	Q _M	V _{Mi}	(V _{Mi} /V _{Li}) ²	Bi	(1/Bi) ^{1/2}	Grad.
POR LADO	m/s	l/s	l/s	m/s				(s ⁻¹)
1	0.012	0.107	1.07	0.13	126.56	213.06	0.07	1.79
2	0.012	0.107	0.96	0.12	102.52	172.90	0.08	1.79
3	0.012	0.107	0.86	0.11	81.00	136.97	0.09	1.79
4	0.012	0.107	0.75	0.09	62.02	105.27	0.10	1.79
5	0.012	0.107	0.64	0.08	45.56	77.79	0.11	1.79
6	0.012	0.107	0.54	0.07	31.64	54.54	0.14	1.79
7	0.012	0.107	0.43	0.05	20.25	35.52	0.17	1.79
8	0.012	0.107	0.32	0.04	11.39	20.72	0.22	1.79
9	0.012	0.107	0.21	0.03	5.06	10.15	0.31	1.79
10	0.012	0.107	0.11	0.01	1.27	3.81	0.51	1.79
SUMA		1.07					1.79	

➤ Segunda iteración

No. ORIFICIOS	V _{Li}	Q _{Li}	Q _M	V _{Mi}	(V _{Mi} /V _{Li}) ²	Bi	(1/Bi) ^{1/2}	Grad.
POR LADO	m/s	l/s	l/s	m/s				(s ⁻¹)
1	0.004	0.041	1.07	0.13	863.63	1443.96	0.03	0.42
2	0.005	0.045	1.03	0.13	648.22	1084.22	0.03	0.50
3	0.006	0.051	0.98	0.12	469.13	785.15	0.04	0.59
4	0.006	0.058	0.93	0.12	324.06	542.88	0.04	0.72
5	0.007	0.068	0.87	0.11	210.48	353.20	0.05	0.90
6	0.009	0.081	0.81	0.10	125.57	211.41	0.07	1.18
7	0.011	0.100	0.73	0.09	66.18	112.22	0.09	1.62
8	0.014	0.131	0.63	0.08	28.67	49.58	0.14	2.43
9	0.021	0.188	0.49	0.06	8.77	16.34	0.25	4.15
10	0.034	0.306	0.31	0.04	1.27	3.81	0.51	8.65
SUMA		1.07					1.25	

El gradiente de los orificios no debe superar el gradiente de entrada del distribuidor OK cumple

Se debe instalar un múltiple distribuidor de flujo de Ø 4 pulg en el sedimentador, perforado con 10 orificios de Ø 3 pulg por cada lado, formando un ángulo de 180° entre ellos, espaciados cada 13 cm centro a centro. El múltiple debe ir sellado en el extremo final.

4.5.4.3 Diseño del sistema extractor de lodos

➤ Producción de lodos en la planta

Con el fin de estimar la producción de lodo en la unidad de sedimentación, se tiene en cuenta el color y la turbiedad del agua cruda, sumado a la dosis de coagulante usada en la mezcla rápida; cuando se tiene un óptimo proceso de floculación de manto de lodos, la mayor cantidad de lodos se genera en la unidad de sedimentación, mientras que en el floculador no se presenta una acumulación significativa de lodos, razón por la cual se estipula que el 100% de la producción de lodos de la planta se da en el sedimentador. A continuación se muestra el cálculo de la producción de lodos:

➤ Datos para el diseño

* Caudal de diseño	$Q_D =$	1,07 L/s
* Dosis de coagulante (sulfato líquido)	$D =$	10 mg/l
* Turbiedad en el agua cruda	$T =$	2,85 U.N.T
* Color presente en el agua	$Ca =$	19,0 U.C.
* Concentración de lodos	$C =$	10 %
* Densidad del lodo	$L =$	10 Kg/m ³
* Tasa superficial	$K =$	12 m ³ /m ² /d

➤ Consideraciones teóricas para el estimativo

* Una unidad de turbiedad, equivale a 1,0mg/l de S.S.:	1 U.T = 1,0mg/l S.S.
* Diez unidades de color, equivalen a una unidad de turbiedad:	10 U.C. = 1 U.T.
* Un Kg de coagulante, equivale a 1/3 de Kg de S.S generados:	1 Kg Coagulante = 1/3 Kg S.S.

➤ Estimativo de la producción de lodos

Se tendrán en cuenta los lodos producidos por la presencia de turbiedad y color en el agua cruda, además de los generados por la adición de coagulante (Sulfato de aluminio).

➤ Sólidos producidos por color y turbiedad (S.S.T,C)

$$S.S.T,C = Q_D \times (T + Ca)$$

$$S.S.T,C = 0,44 \text{ Kg/d}$$

➤ **Sólidos producidos por adición de coagulante (S.S.C)**

$$S.S.C = Q_D \times D$$

$$S.S.C = 0,31 \text{ Kg/d}$$

➤ **Sólidos totales producidos (S.S.T)**

$$S.S.T = S.S.T.C + S.S.C$$

$$S.S.T = 0,75 \text{ Kg/d}$$

➤ **Caudal de lodos producidos diariamente (QP)**

$$Q_P = S.S.T / L$$

$$Q_P = 0,07 \text{ m}^3/\text{d}$$

➤ **Lodo producido en el Sedimentador: q**

$$q = 0,075 \text{ m}^3/\text{d}$$

➤ **Volumen de almacenamiento de lodos adoptado**

Para hallar la cantidad de lodo que se puede almacenar en el sedimentador, se tendrá en cuenta que éste contará con una altura adoptada para almacenar lodos de 0,25 m y un diámetro de 1,2m, por lo que tendrá la capacidad de almacenar 0,28m³, como se muestra a continuación.

* Volumen de almacenamiento de lodos del sedimentador	VI=	0,28 m ³
* Número de sedimentadores	Ns=	1 un
* Volumen total de almacenamiento de lodos	Vt=	0,28 m ³

➤ **Diámetro de la tubería de extracción de lodos**

Se adopta un sistema con un múltiple perforado en el fondo del sedimentador, el cual incluye válvula de apertura y cierre rápido para su evacuación.

Longitud múltiple extractor	L =	2,16 m
* separación de orificios	sep =	0,125 m
* Altura de la lámina de agua en el sedimentador	h =	2,25 m
* Número de orificios	No =	17 un
* Diámetro de los orificios	Øor =	½ pulg

* Separación entre orificios	Xr =	0,125 m
* Velocidad de arrastre de sólidos	Va =	2,00 m/s
* Ancho de la zona de influencia	X =	0,128 m
* Verificación de la relación: $X > X_r$	OK, cumple verificación $X > X_r$	
* Diámetro del múltiple	$\varnothing_M =$	3,29 pulg
* Diámetro del múltiple adoptado	$\varnothing_M =$	3,0 pulg
* Suma de áreas de los orificios	At =	21,89 cm ²
* 50% del área de múltiple	50% Am =	22,8 cm ²
* Suma áreas < 50% área múltiple	OK, cumple	

Se debe instalar un múltiple extractor de lodos de $\varnothing 3$ pulgadas en el sedimentador, perforado con 17 orificios de $\varnothing 0,5$ pulgadas, espaciados cada 0,125 metros de centro a centro.

➤ Caudal evacuado por la tubería de purga del sedimentador (Qe)

Debido a la eventual necesidad de desocupar por completo el floculador, a causa de actividades de limpieza, reparación o mantenimiento; se realizará a continuación el diseño del orificio de vaciado y desagüe, utilizando la siguiente expresión:

$$T = [(2 \times A \times (h)^{1/2}) / (m \times a \times (2 \times g)^{1/2})]$$

$$A = [L \times b]$$

$$a = [(p \times \varnothing_o^2) / 4]$$

* Área superficial del sedimentador	A =	1,07 m ²
* Profundidad útil del sedimentador	h =	2,25 m
* Diám. del orificio de vaciado	$\varnothing_o =$	3,0 pulg
* Diám. del orificio de vaciado	$\varnothing_o =$	0,08 m
* Área del orificio de vaciado	a =	0,005 m ²
* Constante de la ecuación	m =	0,55
* Aceleración de la gravedad	g =	9,81 m/s ²
* Tiempo vaciado del sedimentador	T =	0,10 h

Cumple Literal B.9.4.10 del RAS/2.000, T < 8 horas

* Coeficiente de descarga	Cd =	0,6
* Caudal máximo descargado	Qd =	19,93 L/s

➤ Frecuencia de purga de lodos del sedimentador

Para estimar la frecuencia con la cual se debe purgar el sedimentador, se tendrá en cuenta la capacidad de almacenamiento y la producción de lodo generado. Para facilidad de operación

del sedimentador se purga los lodos cuando esté en un 80% de su capacidad de almacenamiento.

* 80% del volumen almacenamiento de lodos en sedimentador	Vs=	0,23 m ³
* Producción de lodos en el sedimentador	Qp=	0,07 m ³ /d
* Frecuencia de purga del sedimentador	t=	4 días

Lo anterior indica que el sedimentador proyectado debe ser purgado cada 4 días; sin embargo por facilidad de operación y mantenimiento de las estructuras de la PTAP, se escoge el menor tiempo de purga entre el floculador y el sedimentador y este será el tiempo para ambas estructuras

* Frecuencia de purga final: 1.70 días

➤ Tiempo de purga en el sedimentador (Ts)

Utilizando la siguiente expresión se calcula el tiempo necesario para purgar el lodo producido en el sedimentador; teniendo en cuenta el caudal instantáneo a evacuar y el volumen de lodo generado.

$$Q_e = V_s / t_p$$

* Caudal evacuado	Qe =	0,020 m ³ /s
* Volumen de lodos producidos	Vs =	0,30 m ³
* Tiempo de purga	t _p =	15 s = 0,25 min

Se tiene entonces que el tiempo de purga para este caudal, no debe superar los 15 segundos.

➤ Canaletas recolectoras de agua clarificada

NOTA: La canaleta recolectora de aguas clarificadas tendrá las mismas especificaciones de la diseñada para el floculador.

$$h = [73 \times (1.3Q) / b]^{2/3}$$

* Número de canaletas por sed.	Nc=	1 un
* Caudal por cada canaleta	qc=	1,07 l/s

* Adoptar una canaleta de altura	ht=	15 cm
* Adoptar una canaleta de ancho	b=	10 cm

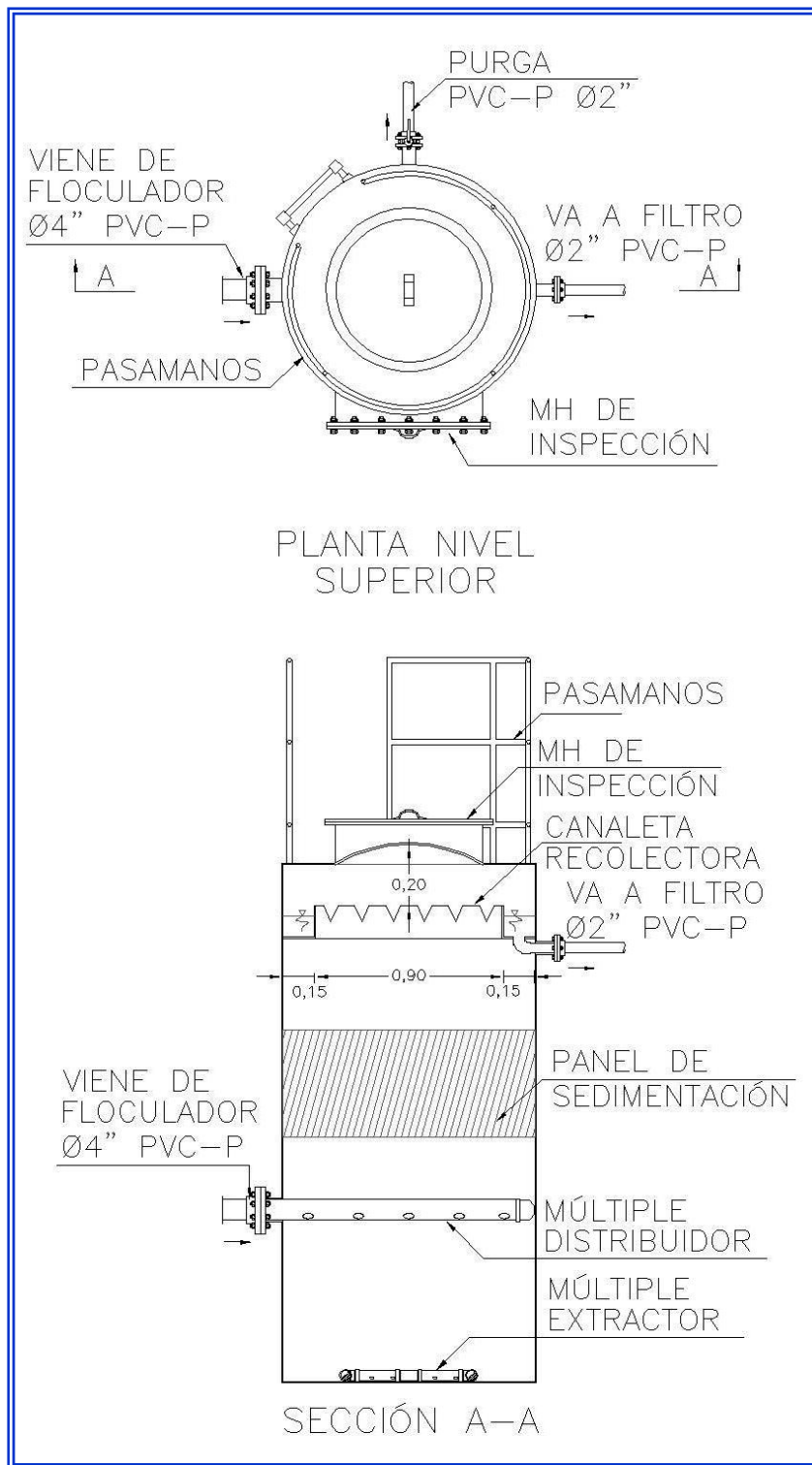
➤ Carga en las canaletas recolectoras de aguas clarificadas, q/m

$$q/m = \text{Caudal por canaleta} / \text{longitud de canaletas}$$

$q/m = 0,38 \text{ l/s-m}$ **No cumple**
Rango RAS/2000 : 1,67 -3,33 L/s-m

Se utilizará una canaleta perimetral diente de sierra en poliéster reforzado con fibra de vidrio de 10 cm de ancho por 15 cm de alto para recolectar el agua clarificada y entregarla al filtro. Se tiene una carga superficial por longitud de canaleta de 0,38 l/s-m, el cual es menor que la mínima recomendada en el RAS 2000. Lo anterior es debido a que al tener una recolección perimetral se alcanza una mayor longitud de recolección y disminución de la carga, lo que no implica un mal diseño del mismo, sino que la canaleta trabajará con mayor caudal sin que se ahogue.

FIGURA N°11. SEDIMENTADOR DE ALTA TASA PROYECTADO



4.5.5 Sistema de filtración

El sistema de filtración estará conformado por una unidad cilíndrica autolavante de Ø0,8m y 3,5m de altura, de lecho mixto de arena y antracita, el cual se construirá en Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV), este tanque estará soportado por una losa de concreto reforzado de 3,0m de largo por 2,0m de ancho.

El diseño del filtro se realiza de acuerdo con los parámetros del RAS – 2000 y la Resolución 0330 de 2.017 como se muestra a continuación, el diseño detallado de esta unidad se observa en el ANEXO 8.5.3.

4.5.4.4 Datos de entrada

* Caudal de diseño	Q=	1,07 L/s
* Tasa de Filtración	Tf=	180 m ³ /m ² -día
* Número de filtros	N=	1 un
* Caudal por módulo	q=	1,07 L/s
* Área filtración	As=	0,51 m ²
* Diámetro del filtro	Øf=	0,81 m
* Diámetro final del filtro	Øf=	0,80 m
* Área superficial	As=	0,50 m ²
* Área superficial total	At=	0,50 m ²
* Aceleración gravedad	Ag=	9,81 m/s ²

A continuación se presentan los cálculos que determinan el comportamiento hidráulico del filtro y por ende su funcionalidad acorde con la normatividad vigente.

4.5.4.5 Chequeo de tasa de filtración

* Caudal de entrada	Qt =	1,07 L/s	
* Tasa de Filtración	Tf =	183,9 m ³ /m ² -día	180<Tf<350 Cumple
Velocidad de filtración	Vf =	0,21 cm/s	Resolución 0330/2.017 Art. 144

Con el valor resultante de la tasa de filtración se puede concluir que la estructura proyectada permite llevar a cabo un proceso eficiente de filtración durante su operación.

4.5.4.6 Diseño del falso fondo

➤ Tubos

* No tubos falso fondo	Nt =	4 un
* Diámetro tubos falso fondo	Ntb=	1 pulg
* Área tubo	At=	0,0005 m ²
* Área total tubos	At=	0,0020 m ²

* Velocidad $V_t = 0,53 \text{ m/s}$

➤ Boquillas

* No de boquillas por m2	$N_b =$	50	un/m2
* Número total de boquillas	$N_{tb} =$	25	un
* Diámetro boquilla	$\varnothing_b =$	0,5	pulg
* Área boquilla	$A_b =$	0,000127	m ²
* Área total boquillas	$A_{tb} =$	0,0032	m ²

➤ Ranuras

* No de ranuras/boquilla	$N_r =$	36	un/boquilla
* Altura de ranuras	$Alt_r =$	0,022	m
* Ancho de ranuras	$Anc_r =$	0,001	m
* Área ranuras boquilla	$A_r =$	0,000792	m ²
* Área total ranuras filtro	$A_{tr} =$	0,0198	m ²

4.5.4.7 Diseño de tubería de extracción de agua de lavado

* Diámetro equivalente $\varnothing_q = 2,00 \text{ pulg}$

4.5.4.8 Chequeo del Lavado del filtro

* Altura agua	$H_a =$	1,90	m
* Volumen agua	$V_a =$	0,96	m3
* Diferencia de nivel	$DifN =$	0,4	m
* Diámetro tubería lavado autom	$\varnothing_{tla} =$	2,00	pulg
* Área tubería	$A_t =$	0,0020	m2
* Velocidad salida de agua lavado	$Vel =$	2,80	m/s
* Q lavado	$Q_l =$	0,006	m3/s
* Velocidad Ascensional	$V_a =$	0,678	m/min
* Tiempo de lavado	$T_{lav} =$	2,80	min
* Diámetro tubería lavado manual	$\varnothing_{tlm} =$	2,00	pulg

* Aceleración de la Gravedad

g= 9,81 m/s²

4.5.4.9 Pérdidas en el Filtro durante el lavado

➤ Pérdidas en el lecho de antracita

$$Dh_1 = L_{ANT} * (1 - f_{ANT}) * [(r_{ANT} - r)/r]$$

* Espesor del lecho de antracita	$L_{ANT} =$	0,45 m
* Porosidad de la antracita	$f_{ANT} =$	0,48
* Densidad de la antracita	$r_{ANT} =$	1,50 gr/cm ³
* Temperatura del agua	$T =$	18,0 °C
* Densidad del agua	$r =$	0,9986 gr/cm ³
* Pérdidas de carga en la Antracita	$Dh_1 =$	0,117 m

➤ Pérdidas en el lecho de arena

$$Dh_2 = L_{AR} * (1 - f_{AR}) * [(r_{AR} - r)/r]$$

* Espesor del lecho de Arena	$L_{AR} =$	0,25 m
* Porosidad de la Arena	$f_{AR} =$	0,42
* Densidad de la Arena	$r_{AR} =$	2,65 gr/cm ³
* Densidad del agua	$r =$	0,9986 gr/cm ³
* Pérdidas de carga en la Arena	$Dh_2 =$	0,240 m

➤ Pérdidas en el falso fondo

*Boquillas

$$hb = Q_L^2 / (C^2 \times A_T^2 \times 2g)$$

* Pérdida en las boquillas	$hb =$	0,000000455 m
* Pérdida en las boquillas	$hb =$	0,00004551 cm

*Ranuras

$$hr = Q_L^2 / (C^2 \times A_T^2 \times 2g)$$

* Pérdida en las ranuras	hb=	0,000000012 m
* Pérdida en las ranuras	hb=	0,000001164 cm

➤ **Pérdidas en la entrada al falso fondo**

$$h_{eff} = V_e^2 / 2g$$

* No. tubos Falso Fondo	No =	4 un
* Diám. de entrada al falso fondo	Ø =	1,00 pulg
* Área de entrada	Ae =	0,0020 m ²
* Velocidad a la entrada	$V_e = Q/A_e$ =	0,0028 m/s
* Pérdidas Entrada Falso Fondo	Dh ₅ =	0,000000400 m
* Pérdidas Entrada Falso Fondo	Dh ₅ =	0,00004000 cm

➤ Pérdidas de carga totales de lavado	ht=	0,36 m
--	-----	--------

4.5.4.10 Expansión del Lecho filtrante

Para la expansión de los lechos se utilizará la ecuación de Fair & Hatch para flujos en lechos porosos, la cual tiene la siguiente forma matemática:

$$f_{ei}^3 / (1-f_{ei}) = (k/g) * (m / (r_s - r)) * V_a * (6 / (Y * d_i))^2$$

* Porosidad del lecho expandido	f _e	
* Constante del lecho expandido	k =	4,0
* Viscosidad dinámica	m =	0,01060 g /cm s
* Densidad de la Arena	r _{AR} =	2,65 g /cm ³
* Densidad de la Antracita	r _{ANT} =	1,50 g /cm ³
* Densidad del Agua	r =	0,9986 g /cm ³
* Velocidad Ascensional	V _a =	1.525 cm/s
* Factor de forma arena	Y _{AR} =	0,8
* Factor de forma antracita	Y _{ANT} =	0,7

Para calcular la porosidad y con ésta la expansión de los lechos de arena y antracita, se procede de la siguiente manera: Dividir cada lecho filtrante en 5 capas iguales, utilizando la información de diámetros representativos de cada lecho.

Para hallar el diámetro representativo de cada capa; se usa la expresión:

$$dp = (d_i \times d_{i+1})^{1/2}$$

Lecho de Arena

T.E. = 0,55mm

C.U. = 1,36

Lecho de Antracita

T.E. = 0,87mm

C.U. = 1,49

Capa	d _i	Valores Extremos [mm]	Arena	Valores Extremos [mm]	Antracita
			Diámetro Representativo d _i (mm)		Diámetro Representativo d _i (mm)
1	d100	1	0,93	1,60	1,50
	d80	0,86		1,4	
2	d80	0,86	0,80	1,4	1,35
	d60	0,75		1,30	
3	d60	0,75	0,68	1,30	1,11
	d40	0,62		0,95	
4	d40	0,62	0,57	0,95	0,87
	d20	0,52		0,8	
5	d20	0,52	0,48	0,8	0,75
	d0	0,45		0,70	

NOTA: Los diámetros mostrados en la "Tabla de Estratificación de los Lechos Filtrantes", fueron extraídos de una curva granulométrica estándar.

➤ Expansión del lecho de arena

$$f_{ei}^3 / (1-f_{ei}) = (k/g) * (m / (r_s - r)) * V_a * (6 / (Y * d_i))^2$$

Capa	d _i (cm)	f _{ei} ³ / (1-f _{ei})		f _{ei}	1 / (1-f _{ei})	p _i / (1-f _{ei})
1	0.093	0.193	0.000	0.47	1.88	0.376
2	0.080	0.258	0.000	0.50	2.02	0.403
3	0.068	0.358	0.000	0.55	2.20	0.440
4	0.057	0.516	0.000	0.59	2.46	0.492
5	0.048	0.711	0.000	0.64	2.75	0.551

$$1 \quad S = 2.26$$

Longitud del lecho de arena expandido: $L_e = L_{AR} * (1-f) * S[p_i/(1-f_{ei})]$

$L_e \text{ ARENA} = 0,33 \text{ m}$

$\% E_{\text{arena}} = 31,22$

➤ Expansión del lecho de antracita

Capa	$d_i \text{ (cm)}$	$f_{ei}^3 / (1-f_{ei})$		f_{ei}	$1 / (1-f_{ei})$	$p_i / (1-f_{ei})$
1	0.150	0.319	0.000	0.53	2.13	0.426
2	0.135	0.393	0.000	0.56	2.26	0.452
3	0.111	0.579	0.000	0.61	2.56	0.512
4	0.087	0.941	0.000	0.67	3.07	0.614
5	0.075	1.278	0.000	0.71	3.50	0.700

$S = 2.71$

Longitud del lecho de antracita expandido : $L_e = L_{ANT} * (1-f) * S[p_i/(1-f_{ei})]$

$L_e \text{ ANTRA.} = 0,63 \text{ m}$

$\% E = 40,68$

$\% \text{ DE EXPANSIÓN TOTAL} = 37,3 \%$ **OK!!! Cumple, 20>%E<40**

CAUDAL DE LAVADO MÍN= 5,68 l/s

El caudal que se requiere para realizar una expansión mínima (20 % propuesta por el RAS 2000) es de 6 l/s. El caudal calculado garantiza una buena remoción de los lodos atrapados en los filtros y mejora la velocidad ascensional.

4.5.4.11 Pérdida de carga en el proceso de filtración

➤ Pérdidas en los lechos filtrantes

Capa	Arena	Antracita
	$d_i \text{ (cm)}$	
1	0,093	0,150
2	0,080	0,135
3	0,068	0,111
4	0,057	0,087
5	0,048	0,075

Con la siguiente expresión se calculan las pérdidas generadas durante la filtración, en los lechos de antracita y arena.

$$h = (K'/g) t V_f ((1 - F)^2 / F^3) \times L_{\text{material}} (6/y)^2 S(Pi/di^2)$$

* K' para la filtración =	K' =	5,00
* Temperatura =	T =	18,00
* Viscosidad cinemática =	n =	0,0106 cm ² /s

➤ Pérdidas en el lecho de arena

* Espesor del lecho de Arena	L _{AR} =	0,25 m
* Porosidad de la Arena	f _{AR} =	0,42
* Factor de forma	Y =	0,8
* Sumatoria (Pi/di ²) arena	S(Pi/di ²) =	244,78
* Pérdidas de carga en la Arena	H _{are} =	18,00 cm

OK, Cumple Res. 0330/2.017 Art. 144

➤ Pérdidas en el lecho de antracita

* Espesor del lecho de antracita	L _{ANT} =	0,45 m
* Porosidad de la antracita	f _{ANT} =	0,48
* Factor de forma	Y =	0,7
* Sumatoria (Pi/di ²) antracita	S(Pi/di ²) =	98,14
* Pérdidas de carga en la Antracita	H _{ant} =	9,14 cm

OK, Cumple Res. 0330/2.017 Art. 144

➤ Pérdidas en la entrada al falso fondo

* Coeficiente de Descarga de Orificios	C =	0,6
* Aceleración de la Gravedad	g =	9,81 m/s ²
* Pérdida de carga salida falso fondo	H =	1,420 cm
* Pérdida de carga boquillas	H =	1,616 cm
* Pérdida de carga ranuras	H =	0,041 cm

➤ Pérdidas Totales durante la filtración

$$H_{\text{total}} = H_{\text{arena}} + H_{\text{antracita}} + H_{\text{falso fondo}} + H_{\text{salida falso fondo}}$$

$$H_{\text{total}} = 30,2 \text{ cm}$$

4.5.4.12 Tubería para conexión sedimentador-filtros

Con el fin de determinar el diámetro de la tubería de entrada al filtro, se utilizará el concepto de orificio sumergido, el cual es aplicable para longitudes menores a 500xØ y presenta la siguiente fórmula en función de h:

$$h=(Q/(Cd \times A))^2/(2 \times g)$$

Dónde:

Donde:

* Caudal tratado	Q=	1,07 L/s
* Diámetro de salida	Øs=	2 pulg
* Área de la tubería	A=	0,002 m²
* Gravedad	g=	9,81 m/s²
* Coeficiente de descarga	Cd=	0,60
* Lámina de agua sobre el orificio salida	hs=	3,95 cm

4.5.4.13 Tuberías para transportar el agua filtrada

Con el fin de determinar el diámetro de la tubería que transportará el agua hacia el tanque de almacenamiento, se utilizará el concepto de orificio sumergido, el cual es aplicable para longitudes menores a 500xØ y presenta la siguiente formula en función de h:

$$h=(Q/(Cd \times A))^2/(2 \times g)$$

Dónde:

* Caudal tratado	Q=	1,07 L/s
* Diámetro de salida	Øs=	2 pulg
* Área de la tubería	A=	0,002 m²
* Gravedad	g=	9,81 m/s²
* Coeficiente de descarga	Cd=	0,60
* Lámina de agua sobre el orificio salida	hs=	3,95 cm

De acuerdo al anterior cálculo se utilizará una tubería de Ø 2 pulg. para transportar el agua del filtro al tanque de almacenamiento, con la cual se presenta una lámina de agua de 3,95 cm, garantizando que no se rebose el agua en la unidad del filtro.

4.5.4.14 Altura del tanque

➤ Cálculo de las dimensiones del tanque para almacenar las aguas de lavado

* Diámetro del filtro	$\varnothing f =$	0,80 m
* Vol. agua requerida para el lavado del lecho	$V_t =$	0,96 m ³
* Altura útil requerida para el tanque	$H_t =$	1,90 m

➤ Cálculo altura total

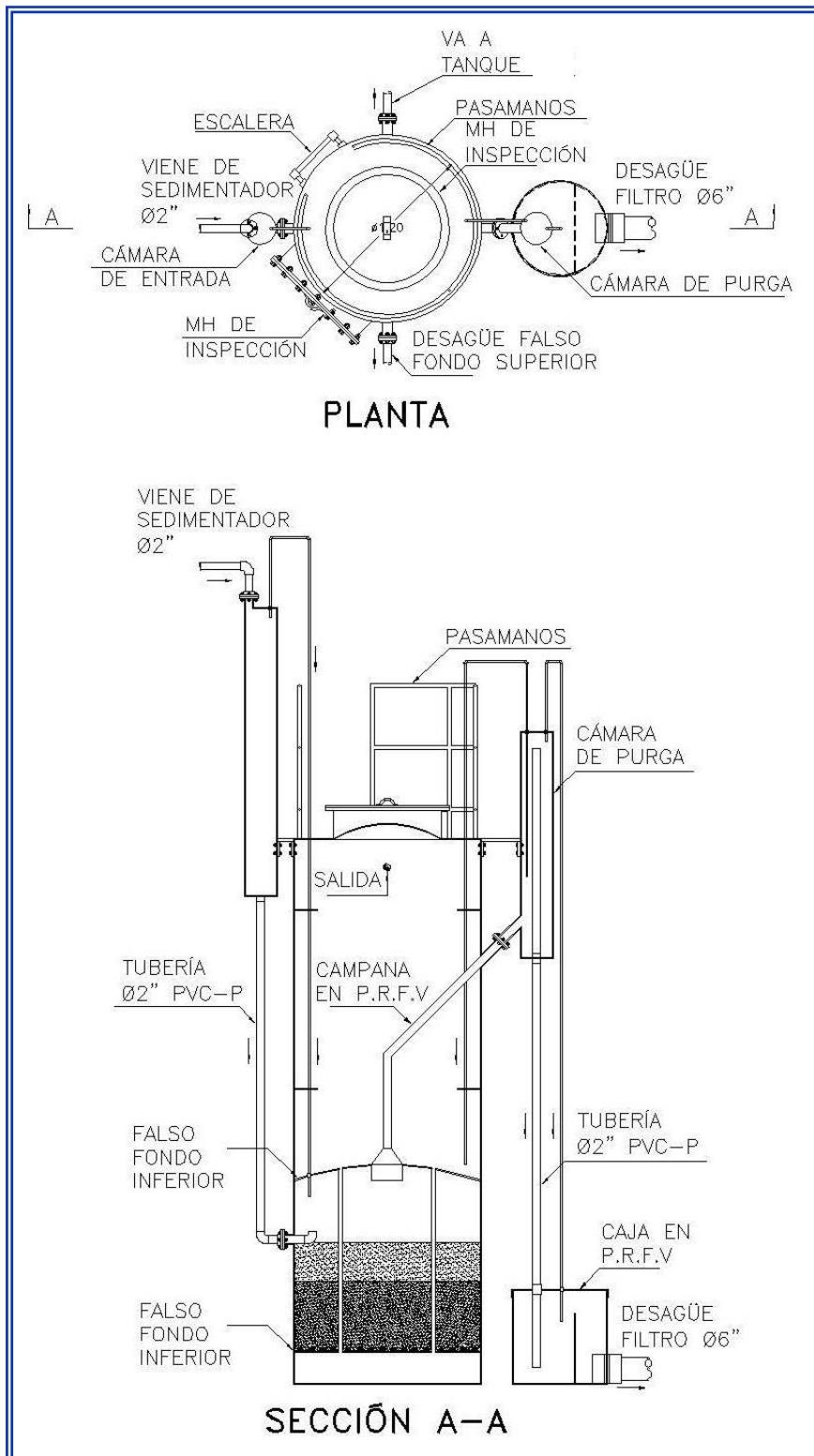
* Cámara del falso fondo	$H_{ff} =$	0,2 m
* Borde libre	$B.L_t =$	0,2 m
* Expansión	$E =$	0,4 m
* Diámetro tubería de salida	$\varnothing_{ts} =$	2,0 pulg
* Diámetro tubería de salida	$\varnothing_{ts} =$	0,05 m
* Altura total filtro	$H_f =$	3,5 m

Finalmente se diseña un filtro autolavante de 3.5 metros de altura y 0.8 metros de diametro.

➤ Parámetros adicionales

* Diámetro cilindro de entrada filtros	$\varnothing_{ce} =$	0,2 m
* Diámetro cilindro de drenaje filtros	$\varnothing_{cd} =$	0,2 m
* Altura cilindros (drenaje-entrada)	$Alt_c =$	1,4 m
* Desnivel sobre filtro, cilindro entrada	$De =$	0,7 m
* Desnivel, sobre filtro cilindro, drenaje	$Dd =$	0,35 m

FIGURA N°12. FILTRO AUTOLAVANTE PROYECTADO



4.5.5 Dosificación de cloro

Para la dosificación de cloro, se utilizará una bomba dosificadora electromagnética de membrana la cual es utilizada con el fin de realizar una inyección precisa del producto químico, esta estará ubicada dentro de la caseta de operaciones, realizará la succión del producto químico de un tanque plástico ubicado en la parte externa de la caseta y la inyección se realiza por medio de una manguera flexible en el cilindro ubicado a la entrada del filtro.

La bomba proyectada cuenta con 5 modos de operación que permite hacer variación del caudal del 20% al 100% y automatizar la dosificación, igualmente cuenta con control de potencia ajustable electrónicamente. En la FIGURA N°9 se muestra una bomba similar a la proyectada.

4.5.6 Sistema de manejo de lodos

Con el fin de evitar descargar los lodos generados en el proceso de sedimentación y de floculación directamente hacia el cuerpo de aguas, se proyectan dos lechos de secado cilíndricos, cada uno de ellos de 1,5m de diámetro y 1,10m de profundidad total de poliéster reforzado con fibra de vidrio y soportados sobre una losa de concreto reforzado de 4,80m de largo por 2,50m de ancho.

Para realizar el diseño se tomaron ciertos estimativos como: dosis de coagulante, turbiedad del agua cruda, color presente en el agua, concentración de lodos (10%) y tasa superficial. Luego se procedió a realizar cálculos de sólidos producidos por color y turbiedad, sólidos producidos por adición de coagulante, sólidos producidos totales, caudal de lodos producidos.

Para hallar la cantidad de celdas necesarias para el tratamiento de los lodos se tendrá en cuenta el volumen de lodo almacenado y el tiempo estimado para el secado del material. Este último aspecto (tiempo de secado), se estima a partir de la temperatura promedio de la zona.

El diseño detallado de estas unidades se presenta en el ANEXO 8.5.4.

4.5.6.1 Datos de entrada

* Vol. total de lodos (Floculador)	Vf=	0,34 m³
* Vol. total de lodos (sedimentador)	Vs=	0,28 m³
* Vol. total de lodos producidos	Vt=	0,62 m³

4.5.6.2 Cálculos y resultados

➤ Frecuencia de limpieza de la celda de secado

$$N_{LS} = (ts / t)$$

* Frecuencia de purga del floculador	Tf=	1.7 días
* Frecuencia de purga del sedimentador	Ts=	4 días
* Menor frecuencia de purga del floculador y	T=	1.7 días

sedimentador

* Tiempo para secado de lodos	$T_s =$	3 d	OK!!! Cumple, $3 < T_s < 4$
* Cantidad de celdas requeridas	$N_{LS} =$	2 un	

$$V_{LS} = A \times h$$

$$A = \pi D^2/4$$

$$H = h + b_{AR} + b_{GR} + b$$

* Diámetro de la celda	$D =$	1,50 m
* Área superficial	$A =$	1,80 m ²
* Prof. útil de la celda	$h =$	0,35 m
* Volumen útil de la celdas	$V_{LS} =$	1,26 m ³
* Espesor de la arena	$b_{AR} =$	0,25 m
* Espesor de la grava	$b_{GR} =$	0,20 m
* Borde libre	$b =$	0,30 m
* Prof. Total de la celda	$H =$	1,10 m

De los cálculos anteriores, se tiene que para el secado de los lodos provenientes del floculador y el sedimentador, se requieren 2 celdas de $\varnothing = 1,50\text{m}$, las cuales tendrán un tiempo para deshidratación del material estimado de 3 días.

Los lechos de secado proyectados tendrán una capa de arena de espesor 25cm y una de grava de espesor 20cm; con capacidad para almacenar 0,63m³. Adicionalmente, en el fondo de la celda se ubicará una tubería de PVC-S de $\varnothing 4\text{pulg.}$ para la recolección y evacuación del percolado.

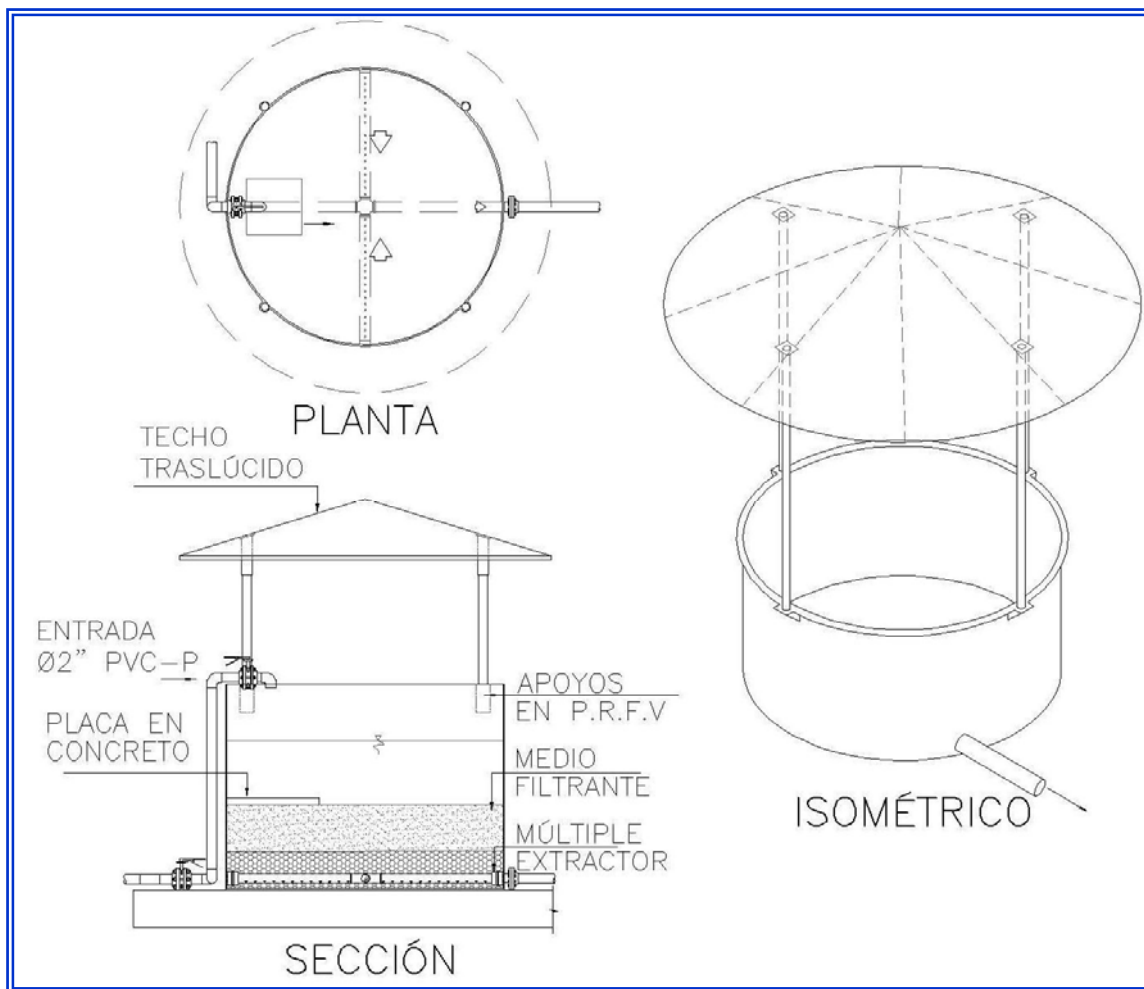
➤ Cantidad de lodo seco retirado de los lechos

$$C_L = V_L \times g_L$$

* Volumen lodo húmedo en la celda	$V_L =$	0,62 m ³
* Peso de lodo deshidratado	$g_L =$	2 Kg/m ³
* Cantidad de lodo seco	$C_L =$	1,25 Kg/celda

Como consecuencia de la deshidratación del lodo efectuado en las celdas de secado proyectadas en la planta, se producirán en cada celda 1,25 Kg de material seco cada 4 días, los cuales posteriormente se removerán y se deben disponer de forma adecuada en trincheras especiales.

FIGURA N°13. LECHOS DE SECADO PROYECTADOS



4.6 SISTEMA DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE

Como se indicó en la fase de Diagnóstico, el sector Las Camélias cuenta con dos tanques de almacenamiento, los cuales no tienen la capacidad de abastecer a la totalidad de la población involucrada en el proyecto, adicionalmente los materiales en que fueron construidos no cumplen con la normatividad vigente para estructuras hidráulicas al estar construidos en mampostería lo que favorece la aparición de fugas. Otra de las fallas que presentan estos tanques es la ubicación topográfica la cual no favorece la prestación adecuada del sistema por no cumplir con las presiones en la red.

Para establecer la necesidad y volumen del almacenamiento, el RAS 2000 modificado por la Resolución 0330 de 2.017 sugiere que se debe disponer de una curva de demanda que defina la variación del consumo a lo largo del día, especificando que los datos para elaborar las curvas de demanda horaria para cada población o zona abastecida pueden pertenecer a la localidad en estudio o a una localidad que presenta características semejantes en términos de nivel socioeconómico, de costumbres y de clima.

El RAS 2000 modificado por la Resolución 0330 de 2.017 en el numeral B.9.4.4., establece que para definir el volumen de almacenamiento necesario para una población deben tenerse en cuenta ciertas disposiciones, como son:

- Se debe analizar por métodos gráficos o analíticos, con base en curvas de demanda de cada población o zona abastecida y del régimen previsto de alimentación de los tanques.
- La capacidad de almacenamiento debe ser igual a 1/3 del volumen distribuido a la zona que va a ser abastecida en el día de máximo consumo, garantizando en todo momento las presiones adecuadas.

Teniendo en cuenta lo anterior, para la zona en estudio se tomará como volumen de almacenamiento requerido igual a 1/3 del volumen distribuido en la zona para el final del periodo de diseño (año 2.042) el cual corresponde a 30,82m³/día como se observa en la proyección de población y demandas máximas de agua en el ANEXO 3.2, teniendo en cuenta lo anterior se muestra a continuación un resumen del diseño hidráulico del tanque de almacenamiento proyectado para el sistema de acueducto (Ver ANEXO 8.6).

4.6.1 Parámetros de diseño

Según el Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS/2.000 modificado por la Res. 0330/2.017), se deben considerar las siguientes recomendaciones para el diseño.

- Período de diseño: El período de diseño es igual a 25 años (Res. 0330/2.017 Art. 40).
- Número de tanques: Todos los sistemas de suministro de agua potable deben contar con tanques de almacenamiento. El número de tanques debe determinarse con base en un análisis técnico y económico. Si se cuenta con un tanque de un sólo módulo, la entrada debe estar provista de un by-pass. (Res. 0330 de 2017. Art 80)
- Caudal de chequeo y capacidad de regulación: El volumen del tanque se determina mediante un balance de masas que tiene en cuenta el QMD, la curva de demanda y las horas de bombeo (En el caso en el que este exista).
- Niveles de operación: Los niveles máximos y mínimos deben ser fijados de tal forma, que las presiones en la red de distribución estén dentro de los límites aceptables (10 - 50 m.c.a), según la Res. 0330/2.017).
- Tiempo y caudal de vaciado: El tiempo para el vaciado total del tanque no debe ser superior a las 8 horas; y el valor de la constante en la ecuación de cálculo debe estar entre 0,5 y 0,6 (Parámetros sugeridos en el RAS/2000 Literal B.9.4.10 y Fórmula B.9.2).
- Profundidad del fondo del tanque: Para tanques enterrados o semienterrados, el fondo de la estructura debe estar como mínimo a 0,5 m por encima del nivel freático máximo (Parámetro sugerido en el RAS/2000 Literal B.9.4.11).
- Rebose y borde libre: Todos los tanques deben contar con un sistema de alivio que tenga la capacidad de evacuar excesos. Este sistema debe dimensionarse con el fin de evacuar el

QMD para el horizonte de diseño; además, debe existir como mínimo un borde libre de 30 cm, para evitar generar presiones sobre la losa de cubierta de la estructura (Res. 0330 de 2017. Art 79).

- Control de nivel: El tanque debe proveerse de un sistema indicador de nivel y de cierre en la entrada, con el fin de evitar la posibilidad de rebose (Parámetro sugerido en el RAS/2000 Literal B.9.5.5).
- Desagüe: Debe colocarse una tubería de desagüe en el fondo del tanque, de tal forma que permita el vaciado de éste, además debe contar con pendiente en el fondo que facilite la evacuación de lodo y las labores de limpieza (Parámetro sugerido en la Res. 0330/2.017).
- Medición de caudal: Instalar un sistema que permita totalizar los volúmenes en la salida del tanque, la frecuencia mínima de lectura depende del nivel de complejidad, que para el nivel bajo es diaria (Parámetro sugerido en el RAS/2000 Literal B.9.5.7).
- Ventilación: Los tanques deben proveerse de ductos de ventilación que permitan la entrada y salida del aire, con una malla de 5mm en su extremo para evitar la entrada de insectos. Los ductos deben tener una capacidad igual o mayor al caudal de entrada o al de salida por el desagüe, el que sea mayor (Parámetro sugerido en el RAS/2000 Literal B.9.6.2 y Res. 0330/2.017).

4.6.2 Dimensionamiento de la estructura

De acuerdo con las proyecciones de población del sector (592 habitantes para el año 2.042) y las demandas de agua se requiere un volumen útil de almacenamiento (Incluye caudal por riesgo de incendio) de 32,4 m³ (Ver anexo Balance de masas) .

$$V = [A \times h] \quad ; \quad A = [L \times b] \quad ; \quad H = [h + B] \quad ; \quad R = [L / b]$$

* Caudal de entrada al tanque	Q=	1,07 L/s
* Volumen de almacenamiento	Va=	30,82 m ³
* Profundidad útil del tanque	h =	2,4 m
* Borde libre	B =	0,3 m
* Profundidad total del tanque	H =	2,7 m
* Longitud útil del tanque	B =	4,5 m
* Ancho útil del tanque	L =	3,0 m
* Área superficial del tanque	A =	13,5 m ²
* Volumen útil del tanque	V _{util} =	32,4 m ³
* Volumen total del tanque	V _{total} =	36,5 m ³

4.6.3 Cálculos y resultados

4.6.3.1 Sistema de entrada al tanque

El sistema de entrada al tanque será una tubería de PVC-P de Ø2" proveniente del filtro autolavante y el ingreso del agua se hará por la parte superior.

4.6.3.2 Sistema de desagüe y tiempo de vaciado

Debido a la eventual necesidad de desocupar por completo el tanque, a causa de actividades de limpieza, reparación o mantenimiento; se realizará a continuación el diseño del orificio de vaciado y desagüe, utilizando la siguiente expresión:

$$T = [(2 \times A \times h)^{1/2}] / (m \times a \times (2 \times g)^{1/2})]$$

$$A = [L \times b]$$

$$a = [(\pi \times \phi_o^2) / 4]$$

* Área superficial del tanque	A =	13,5 m ²
* Diám. Interno del orificio	Øo =	57 mm
* Diám. Interno del orificio	Øo =	2 Pulg
* Diám. del orificio de vaciado	Øo =	0,06 m
* Área del orificio de vaciado	a =	0,003 m ²
* Constante de la ecuación	m =	0,55
* Aceleración de la gravedad	g =	9,81 m/s ²
* Tiempo de vaciado del tanque	T =	1,6 horas

OK; Cumple con el Parámetro sugerido en el RAS/2000 Literal B.9.4.10 del RAS/2.000, T < 8 horas

Acorde con lo anterior, el desagüe se realizará utilizando una tubería de Ø2" PVC-P, ubicada en el fondo del tanque, la cual tendrá instalada una válvula de cierre de Ø2pulg, esta tubería tendrá la capacidad de vaciar completamente el tanque en un tiempo de 1,6 horas aproximadamente.

4.6.3.3 Sistema de rebose

Para determinar el diámetro de rebose del tanque se utilizará el concepto de orificio sumergido, el cual es aplicable para longitudes menores de Øx500, aplicando la siguiente fórmula:

$$h = (Q / (C_d \times A))^2 / (2 \times g)$$

Dónde:

* Caudal de rebose	$Q =$	1,07	L/s
* Diámetro de salida	$\varnothing_s =$	2	pulg (Adoptado para el diseño)
* Diámetro de salida	$\varnothing_s =$	0,051	m
* Área de la tubería	$A =$	0,002	m ²
* Gravedad	$g =$	9,81	m/s ²
* Coeficiente de descarga	$C_d =$	0,60	
* Lámina de agua sobre el orificio	$h =$	0,039	m

OK, La tubería tiene la capacidad de evacuar el caudal de diseño

Aplicando la formula se encuentra que la altura de la lámina de agua sobre el orificio es de 0,039m, la cual es adecuada para garantizar que en el momento que sea necesario evacuar el caudal de 1,07 l/s por medio de ésta, no se va presentar presión sobre la losa de cubierta del tanque que pueda dañarla .

4.6.3.4 Sistema de salida

Para llevar el agua potable del tanque de almacenamiento a la red de distribución, se utilizará tubería de $\varnothing 2"$ en polietileno, la cual tiene la capacidad de transportar el flujo necesario según la simulación de la red de distribución realizada en Epanet (Ver ANEXO 8.8).

Como obras complementarias se proyecta instalar una escalera en fibra de vidrio para permitir el acceso al fondo del tanque y poder realizar actividades de inspección y mantenimiento, así como pasamanos sobre la cubierta, adicionalmente contará con 4 respiraderos de 3" de diámetro y con sensores que controlarán el nivel máximo y mínimo con el fin de controlar el ingreso de agua al mismo, en la FIGURA N°14 se muestra un esquema del tanque proyectado.

4.6.4 Simulación de la red de distribución

En el capítulo 4.9 del presente informe se describirá detalladamente los aspectos tenidos en cuenta para la simulación de la red de distribución proyectada, sin embargo a continuación en la FIGURA N°15 y la FIGURA N°16 se muestra el comportamiento del nivel del tanque de almacenamiento durante todo el día en el año inicial del periodo de diseño (año 2.017) y en el año final del periodo de diseño (año 2.042).

FIGURA N°14. TANQUE DE ALMACENAMIENTO PROYECTADO

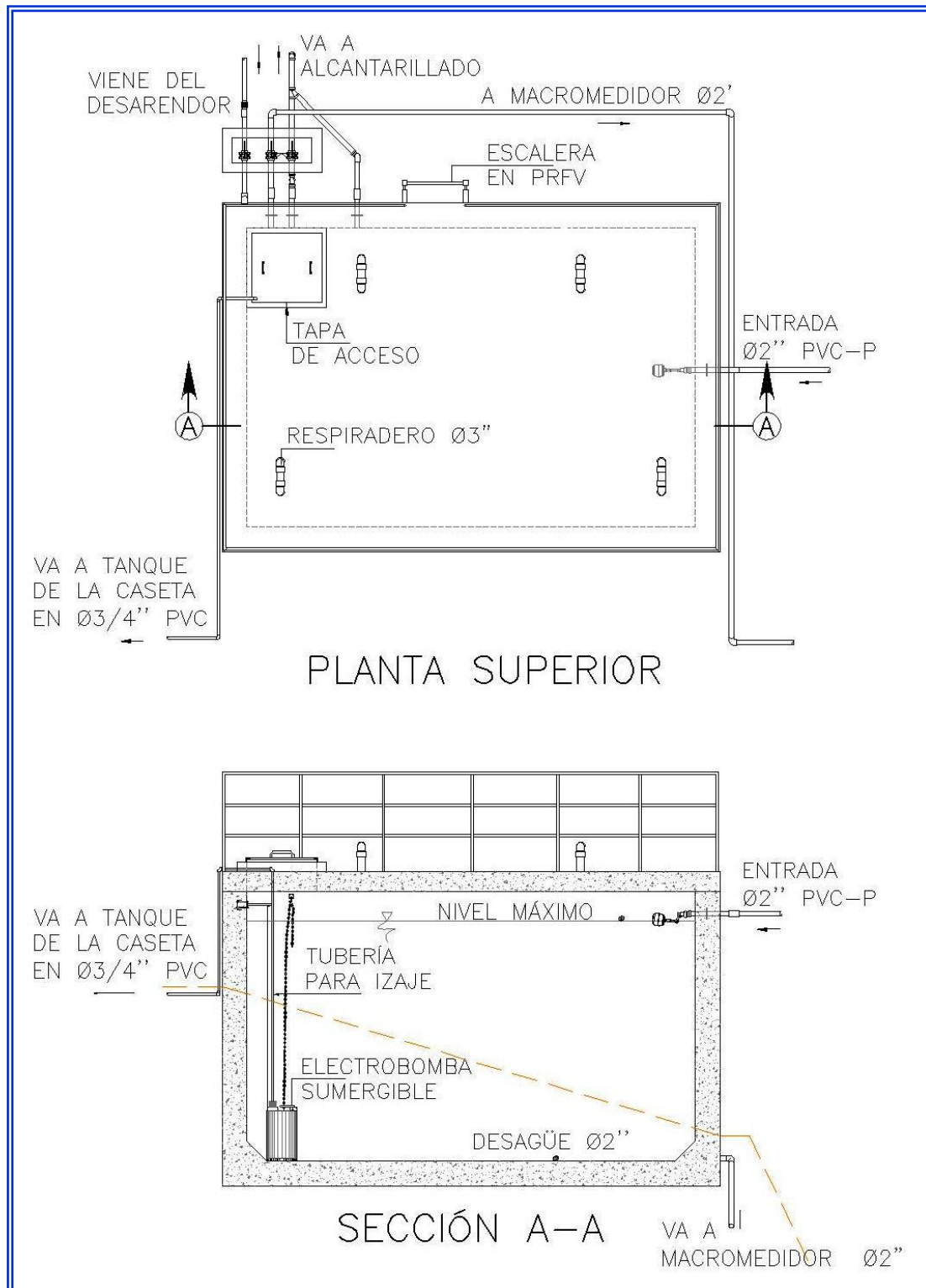


FIGURA N°15. COMPORTAMIENTO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO (AÑO 2.017)

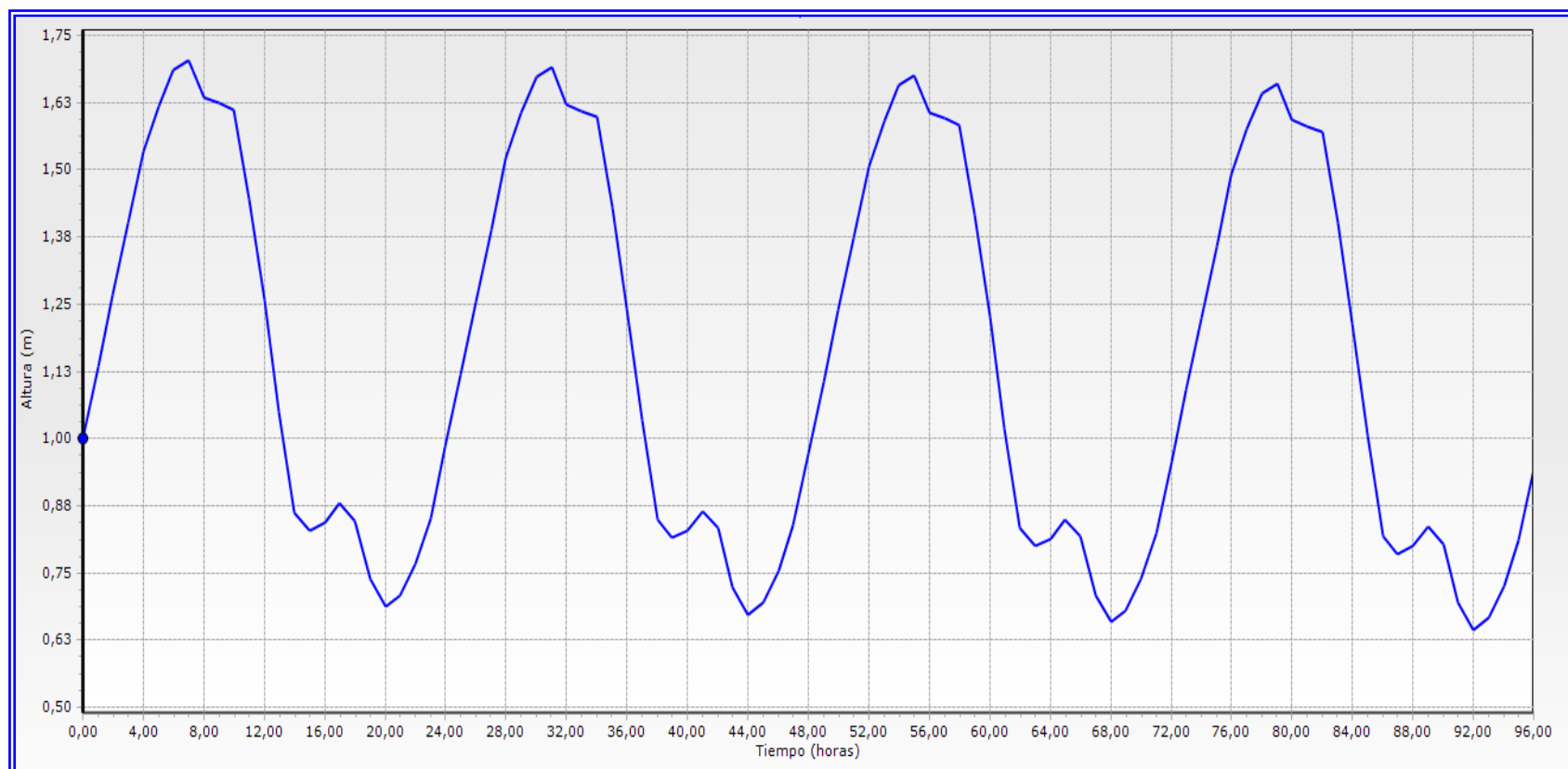
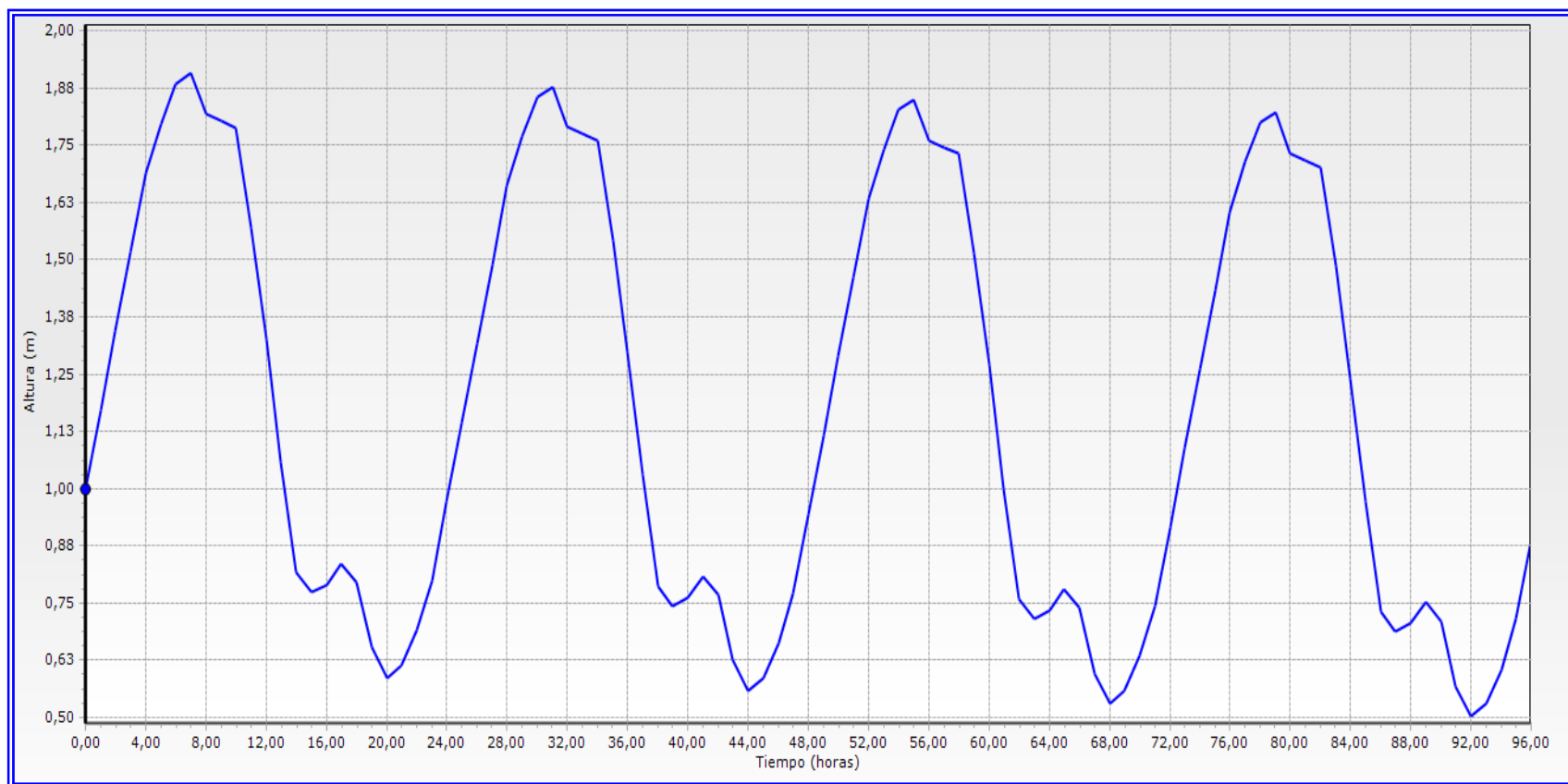


FIGURA N°16. COMPORTAMIENTO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO (AÑO 2.042)



4.7 ALCANTARILLADO INTERNO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

El agua proveniente del desagüe de las unidades de floculación, sedimentación, filtro, lechos de secado, tanque de almacenamiento además del agua utilizada en la caseta de operaciones en los lavamanos, se transportará en tubería PVC-S Ø 4" hacia tres cajas consecutivas de 0,60m x 0,60m, de donde saldrá por medio de una tubería de 6" de diámetro hasta una estructura de descole ubicada en el caño donde se descargará, esta red de desagüe tiene una longitud de 85,4m y su diseño se observa en el ANEXO 8.7 (Ver FIGURA N°17).

Para el tratamiento de las aguas negras provenientes del sistema sanitario ubicado en el baño de la caseta de operaciones se instalará un sistema de tratamiento integrado independiente de 1500L, el cual estará ubicado al lado de la caseta de operaciones, este sistema se describe detalladamente en el numeral 6.3 del presente informe donde se observa el respectivo diseño.

4.8 CASETA DE OPERACIÓN Y OBRAS COMPLEMENTARIAS

Con el fin de contar con un espacio adecuado para realizar las actividades básicas de control de la calidad del agua, se proyecta la construcción de una caseta de operaciones en mampostería al lado del tanque de almacenamiento proyectado, las dimensiones internas de la caseta son 3,70m de largo y 3,65m de ancho, la caseta contará con un baño dotado de servicios sanitarios y ducha, un mesón con suministro de agua potable, un cuarto para los dosificadores de químicos, otro para el almacenamiento de químicos y un espacio destinado para el almacenamiento de herramienta (Ver FIGURA N°18).

Por otra parte el lote donde estará ubicada la Planta de Tratamiento y el tanque de almacenamiento contarán con un cerramiento perimetral en malla eslabonada de ojo 5 calibre 12 en alambre galvanizado, sobre dos hiladas de bloque y viga de fundación, con una puerta de una ala de 1,0 m de ancho, el cerramiento abarcará un área aproximada de 210,6m² (11,2 m x 18,8 m), adicionalmente contará con losetas para el tránsito peatonal a los alrededores de las estructuras con el fin de facilitar la operación del sistema (Ver FIGURA N°19).

FIGURA N°17. ALCANTARILLADO INTERNO PROYECTADO DE LA PTAP

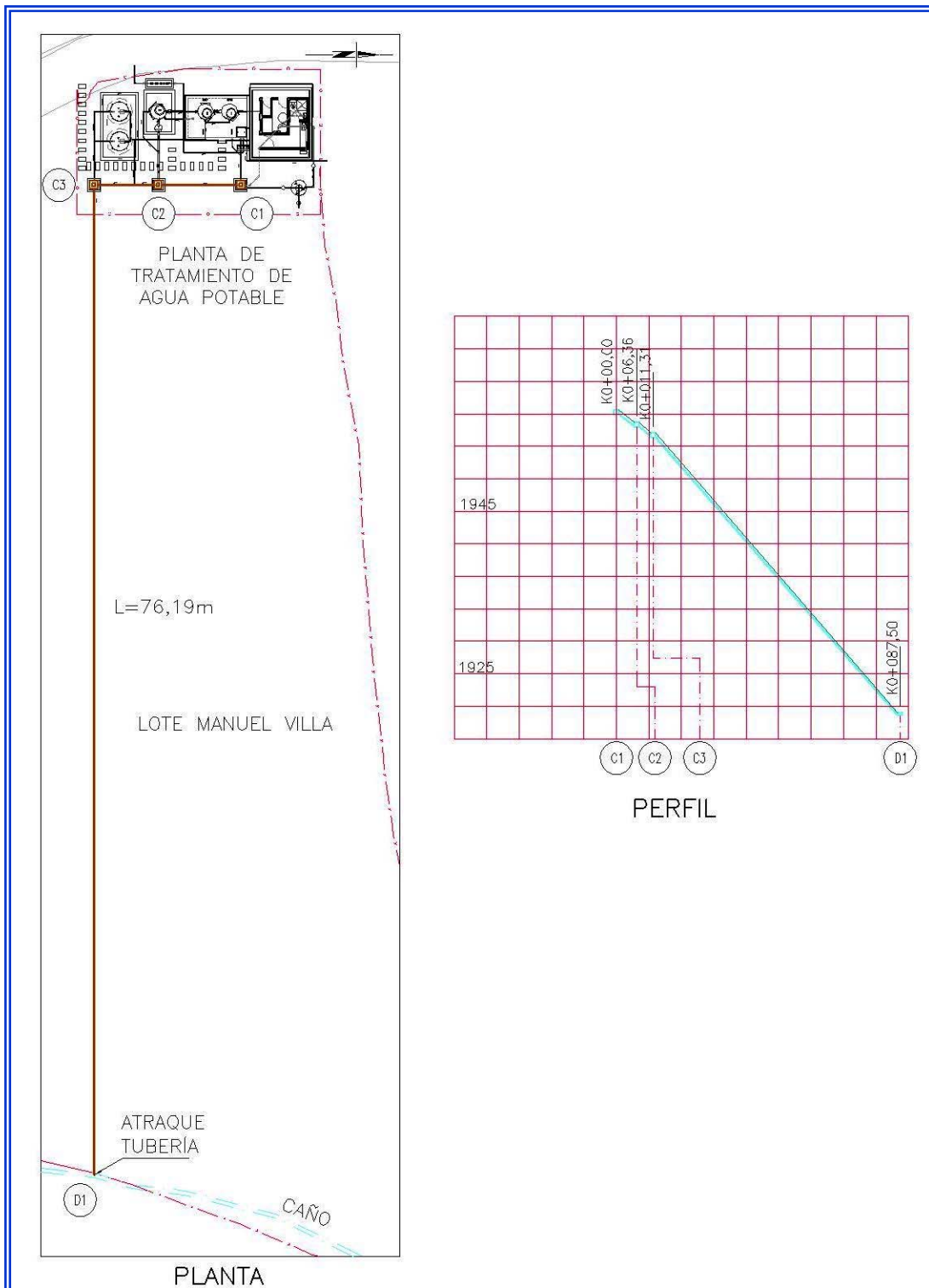


FIGURA N°18. CASETA DE OPERACIONES PROYECTADA

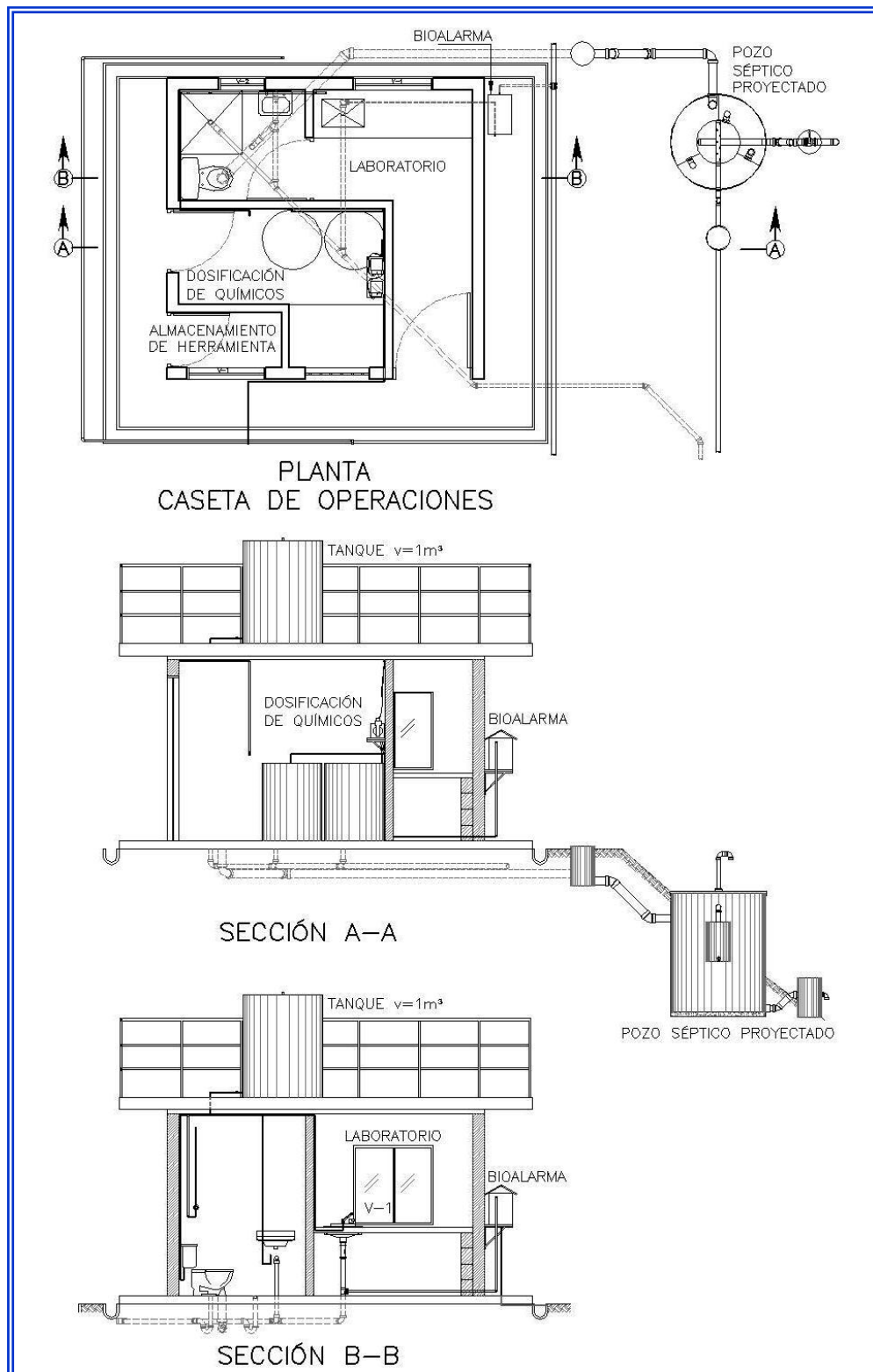
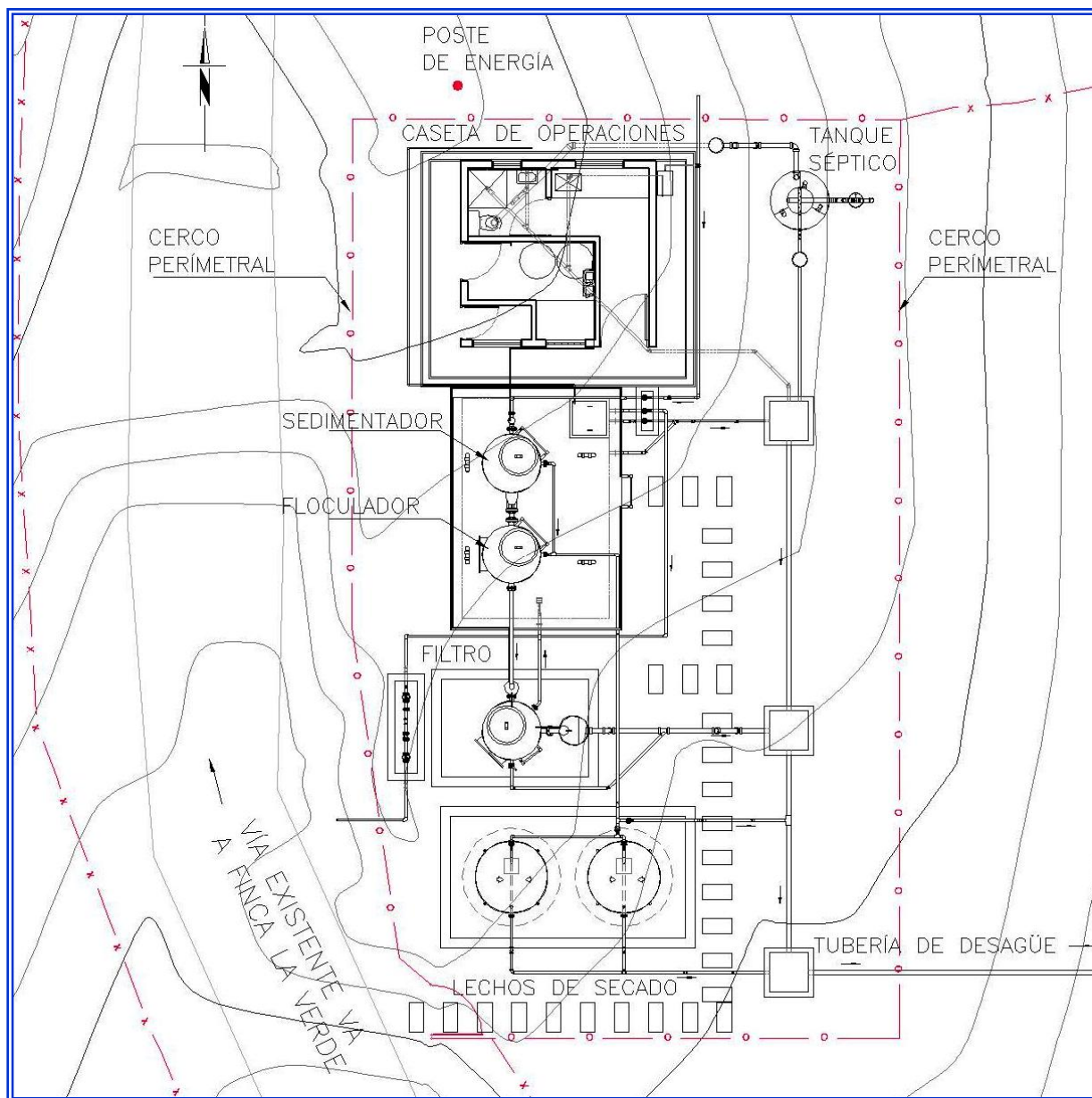


FIGURA N°19. LOCALIZACIÓN GENERAL DE LA PTAP, EL TANQUE DE ALMACENAMIENTO Y LA CASETA DE OPERACIONES



4.9 RED DE ACUEDUCTO

La red de distribución de agua potable, como su nombre lo dice cumple la función de entregar el agua tratada a todos los usuarios del acueducto por medio de tuberías que conducen el agua hasta cada una de las viviendas.

Del diagnóstico realizado previamente se concluyó que era necesario cambiar toda la red ya que esta no cumplía con las características propias para transportar agua potable, por lo que fue estimada una nueva red en polietileno de alta densidad PE 100 PN 10 de diámetro de 63mm y PE100 PN 16, de diámetro de 32mm, estas tuberías fueron proyectadas de tal manera que lograran cubrir la demanda a lo largo de los 25 años del periodo de diseño y modeladas en el programa EPANET (Ver ANEXO 8.1 y 8.2).

La longitud de tubería proyectada es de 821,81m de tubería de polietileno de alta densidad de 63mm de diámetro y 425,84m de tubería de 32mm de diámetro, el alineamiento de la tubería con respecto a la red existente es muy similar.

A lo largo de la red se instalarán 1 válvula de purga para extraer los sedimentos que puedan retenerse en la red, una válvula de cierre para aislar los circuitos y en el caso de un daño poder sectorizar y hacer reparaciones garantizando el servicio a una parte de la población y dos válvulas reguladoras de presión para disminuir las presiones, igualmente se instalarán 125 medidores, uno por cada vivienda, para poder contabilizar el consumo de agua por usuario. Para controlar la cantidad de agua que se suministra a la población, se proyecta la instalación de un medidor a la salida del tanque de almacenamiento (Ver FIGURA N°20).

Es importante tener en cuenta que por su ubicación topográfica la vivienda del mayordomo de la finca LAVERDE no puede ser abastecida por gravedad, debido a que no fue posible que los dueños de este predio dieran el permiso para ubicar en su propiedad las estructuras proyectadas, razón por la cual en el caso en que estén interesados en el servicio, se debe gestionar un sistema de bombeo con un tanque de almacenamiento para esta vivienda que sea costado por el dueño de la misma, esta es la razón por la cual no se incluye esta vivienda en el conteo de los medidores proyectados.

A continuación se observan los parámetros y cálculos hidráulicos para el diseño y chequeo de la red de distribución.

4.9.1 Cálculo hidráulico

Con base en la red de acueducto proyectada y trazada en el plano topográfico levantado del centro poblado, se realizaron los siguientes pasos:

- Codificación de nodos y tramos
- Identificación de las viviendas que demandan agua potable por cada nodo.
- Cálculo de las demandas de agua en cada nodo con base en las viviendas existentes, el caudal máximo y los coeficientes de consumo de la curva de demanda horaria utilizada.

- Ingreso de información al programa de modelación hidráulica: Para los nodos se ingresa información como código, cota del terreno, demanda de agua y localización (Coordenadas), para los tramos, código, conectividad (de nodo a nodo), longitud, diámetro, rugosidad, material, coeficiente de pérdidas menores locales y tubería proyectada.
- Una vez se obtuvieron todos los datos de entrada de toda la red se corrió el programa de cálculos hidráulicos y se obtuvieron los resultados básicos, para los nodos, la presión dinámica a cualquier hora del día (de especial interés la presión a la hora de máximo consumo), cota piezométrica y presión estática, para los tramos, el caudal (L/s), la velocidad (m/s) y sentido de flujo, pérdidas unitarias por fricción (m/m), pérdidas totales por fricción (m) y otras características.

El cálculo de las demandas, fue realizado a partir del número de viviendas que influyen en la zona donde se ubica el nodo y el caudal máximo diario actual (año 2.017) y proyectado (año 2.042), con esto se halló la demanda para cada uno de los nodos. A continuación se presenta el modelo de cálculo para el nodo LCN-18, el cual sirve como modelo para el cálculo de la demanda en todos los nodos que conforman la red de acueducto.

$$N^{\circ} \text{deviviendas}(\text{un}) = 6$$

$$\text{Densidad poblacional}(\text{hab} / \text{viv}) = 3,63$$

$$\text{Población}(\text{hab}) = N^{\circ} \text{deviviendas} * \text{Densidad poblacional} \approx 22$$

$$QMD_{2042}(\text{l} / \text{s}) = 1,07$$

$$\text{Poblacional total 2.042}(\text{hab}) = 592$$

$$\text{Caudal unitario} = \frac{1,07 \text{ l} / \text{s}}{592 \text{ hab}} = 0,001807 \text{ l} / \text{s.hab}$$

$$\text{Demanda Nodo LCN} - 18 = \text{Población} \times \text{Caudal Unitario}$$

$$\text{Demanda Nodo LCN} - 18 = 22 \text{ hab} * 0,001807 \text{ l} / \text{s.hab}$$

$$\text{Demanda Nodo LCN} - 18 = 0,03975 \text{ l} / \text{s}$$

Se realizó el cálculo de las perdidas menores y fue ingresado en la modelación de la red de distribución. A continuación se especifica el modelo de cálculo empleado.

TABLA N° 12. LONGITUDES EQUIVALENTES PARA LOS ACCESORIOS DE Ø2" DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

Accesorio	Diámetro (pulg)	Cantidad (un)	Le,i = (m)
Válvula de compuerta	2	1	0,4
Válvula reguladora	2	3	12,6
Codo 45°	2	1	0,8
Codo 90°	2	5	7
Tee	2	7	24,5
Reducción	2x1	6	2,4
Reducción	2x1/2	1	0,8
Long. total equivalente = $\sum Le,s$			48,5

$\sum$ Longitudes equivalentes Ø63mm = 48,5m

Longitud total de la red de distribución Ø63mm = 821,81m

Coefficiente de Perdidas locales menores Ø63mm = 48,5m / 821,81m = 0,059

TABLA N° 13. LONGITUDES EQUIVALENTES PARA LOS ACCESORIOS DE Ø1" DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

Accesorio	Diámetro (pulg)	Cantidad (un)	Le,i = (m)
Válvula de compuerta	1	1	0,2
Tee	1	1	1,7
Long. total equivalente = $\sum Le,s$			1,9

$\sum$ Longitudes equivalentes Ø32mm = 1,9m

Longitud total de la red de distribución de Ø32mm = 425,84m

Coefficiente de Perdidas locales menores Ø32mm = 1,9m / 425,84m = 0,0044

4.9.2 Descripción de la modelación

Obtenida la simulación para las condiciones actuales (año 2017), dónde se tiene un QMD de 0,83 l/s se encontró que para la hora de máximo consumo (12:00 pm) las tuberías proyectadas tienen la capacidad hidráulica de transportar la demanda requerida por la población, además del mapa de isóbaras generado por el software de modelación hidráulica EPANET se obtiene las presiones resultantes donde se observa que un 100% de las redes se encuentran por encima del rango mínimo correspondiente a 10 m.c.a. (Ver ANEXO 8.8.5 y ANEXO 8.8.6), los porcentajes de presión por nodo se observan en la TABLA N° 14.

TABLA N° 14.DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES RED DE ACUEDUCTO (AÑO 2017)

Presión (m.c.a)	Cantidad	%
Balance de presiones Mínimo Consumo (3:00 am) 2017		
0-20	2,0	6,3
20-40	17,0	53,1
40-50	10,0	31,3
>50	3,0	9,4
Total	32,0	100,0
Balance de presiones Máximo Consumo (12:00 am) 2017		
0-20	3,0	9,4
20-40	16,0	50,00
40-50	12,0	37,5
>50	1,0	9,4
Total	32,0	100,0

Respecto a la simulación de la red proyectada para las condiciones futuras (año 2.042) las demandas se distribuyen de la misma manera pero con el QMD de 1,07l/s. Para este escenario se puede demostrar que en la hora de máximo consumo (12:00 pm) las tuberías tienen la capacidad hidráulica de transportar la demanda futura y tiene un adecuado comportamiento en las presiones donde se observa que un 100% de las redes se encuentran por encima del rango mínimo correspondiente a 10m.c.a. (Ver ANEXO 8.8.5 y ANEXO 8.8.6), los porcentajes de presión por nodo se observan en la TABLA N° 15.

TABLA N° 15.DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES RED DE ACUEDUCTO (AÑO 2.042)

Presión (m.c.a)	Cantidad	%
Balance de presiones Mínimo Consumo (3:00 am) 2042		
0-20	2,0	6,3
20-40	17,0	53,1
40-50	10,0	31,3
>50	3,0	9,4
Total	32,0	100,0
Balance de presiones Máximo Consumo (12:00 am) 2042		
Presión	cantidad	%
0-20	3,0	9,4
20-40	16,0	50,0
40-50	12,0	37,5
>50	1,0	3,1
Total	32,0	100,0

Con respecto a la topografía del corregimiento, el terreno presenta una pendiente muy marcada por lo que el aumento de la presión por cada nodo es considerable, por esta razón fue necesaria la proyección de tres válvulas reguladoras de presión, con el fin de dar

cumplimiento a la Res. 0330/2.017 Art. 62, donde se define como presión máxima de servicio 50 m.c.a., por otro lado, en el Art. 61 de la misma resolución se define como presión mínima de servicio 10 m.c.a. para poblaciones de menos de 12500 habitantes, teniendo en cuenta lo anterior en la FIGURA N°20 se observa el comportamiento de la presión en el nodo codificado como LCN-12 en la simulación, el cuál presenta las presiones más bajas durante el día en el año 2.017, en la FIGURA N°22 se observa el comportamiento de la presión en el mismo nodo durante el día en el año 2.042, ambas graficas muestran que para dichos nodos se cumple con el rango de presiones establecidos en la Resolución.

En la FIGURA N°23 se muestra el mapa de isolíneas para el año 2.017 y 2.042 a la hora de máximo consumo.

FIGURA N°20. RED DE ACUEDUCTO PROYECTADA

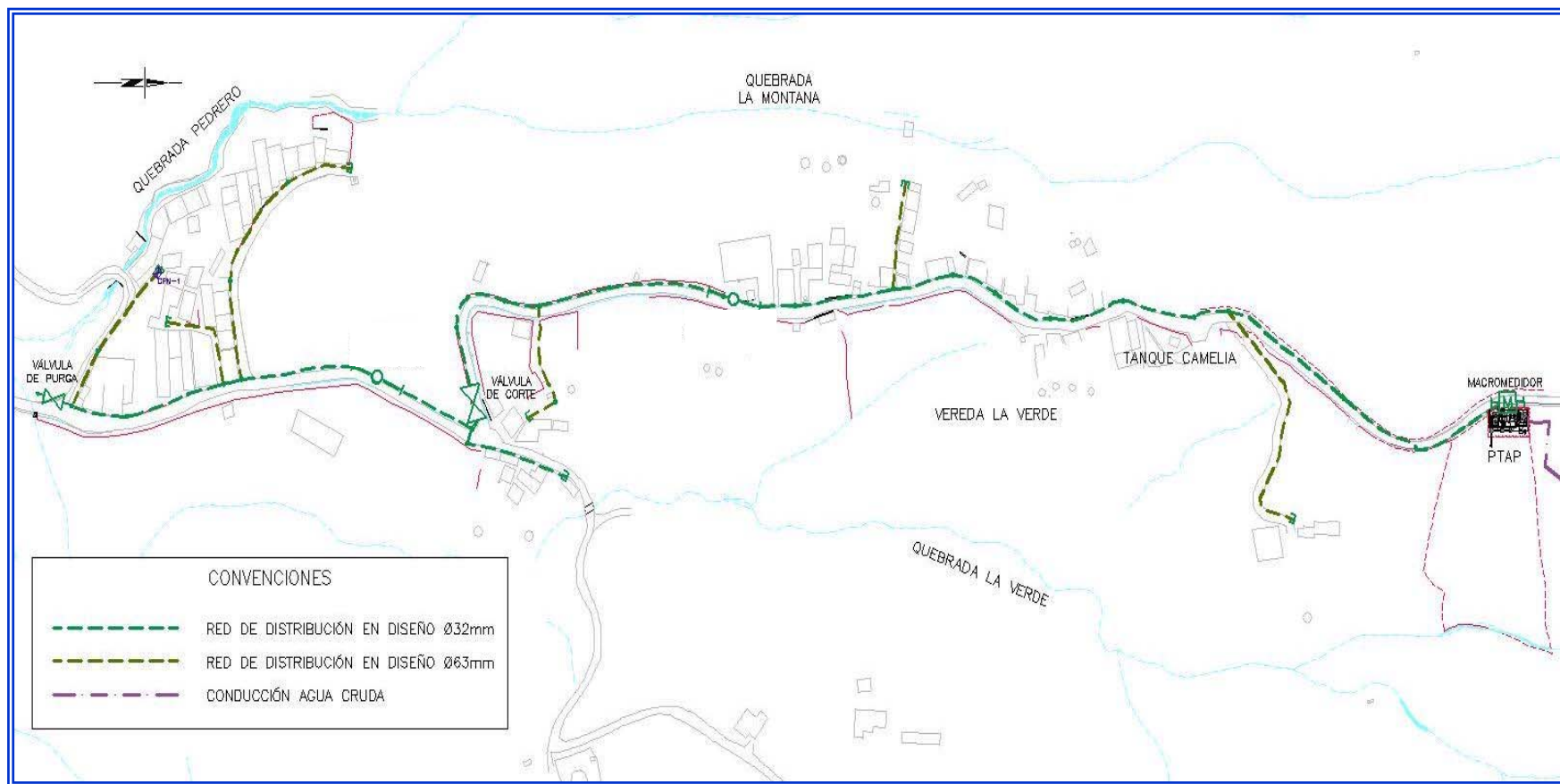


FIGURA N°21. PRESION DINÁMICA EN EL NODO LCN-12 (AÑO 2.017)

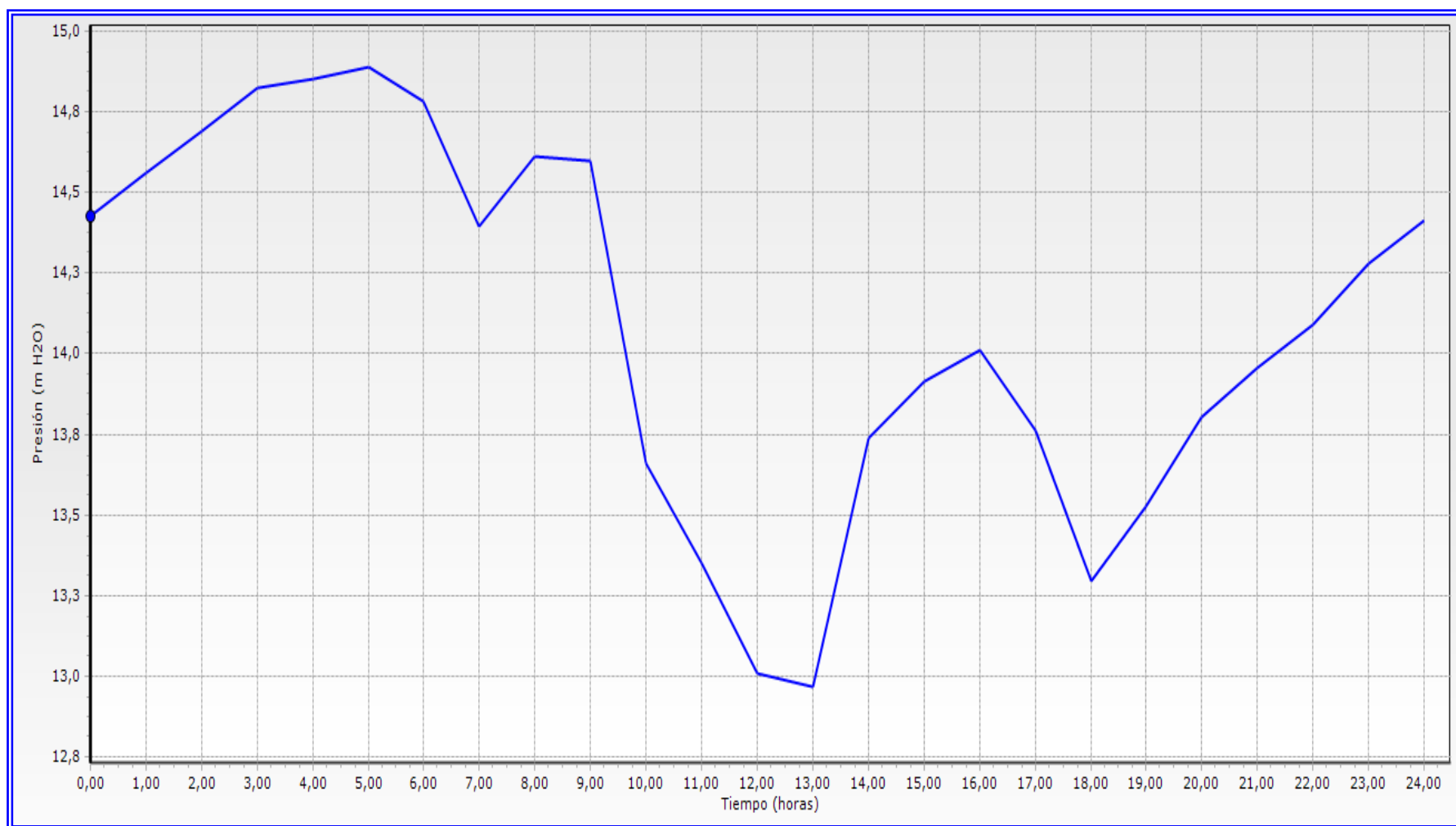


FIGURA N°22. PRESION DINÁMICA EN EL NODO LCN-12 (AÑO 2.042)

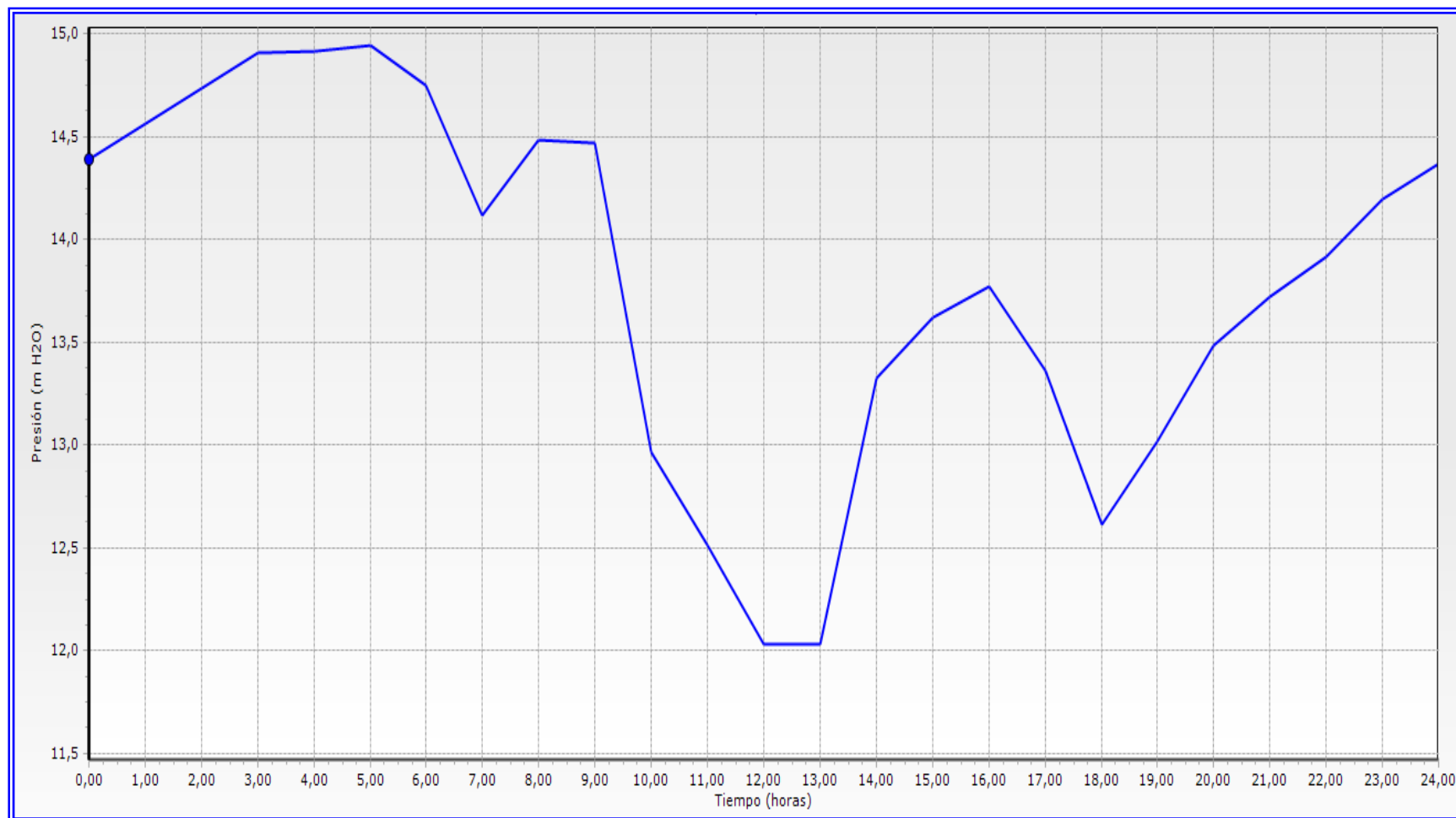
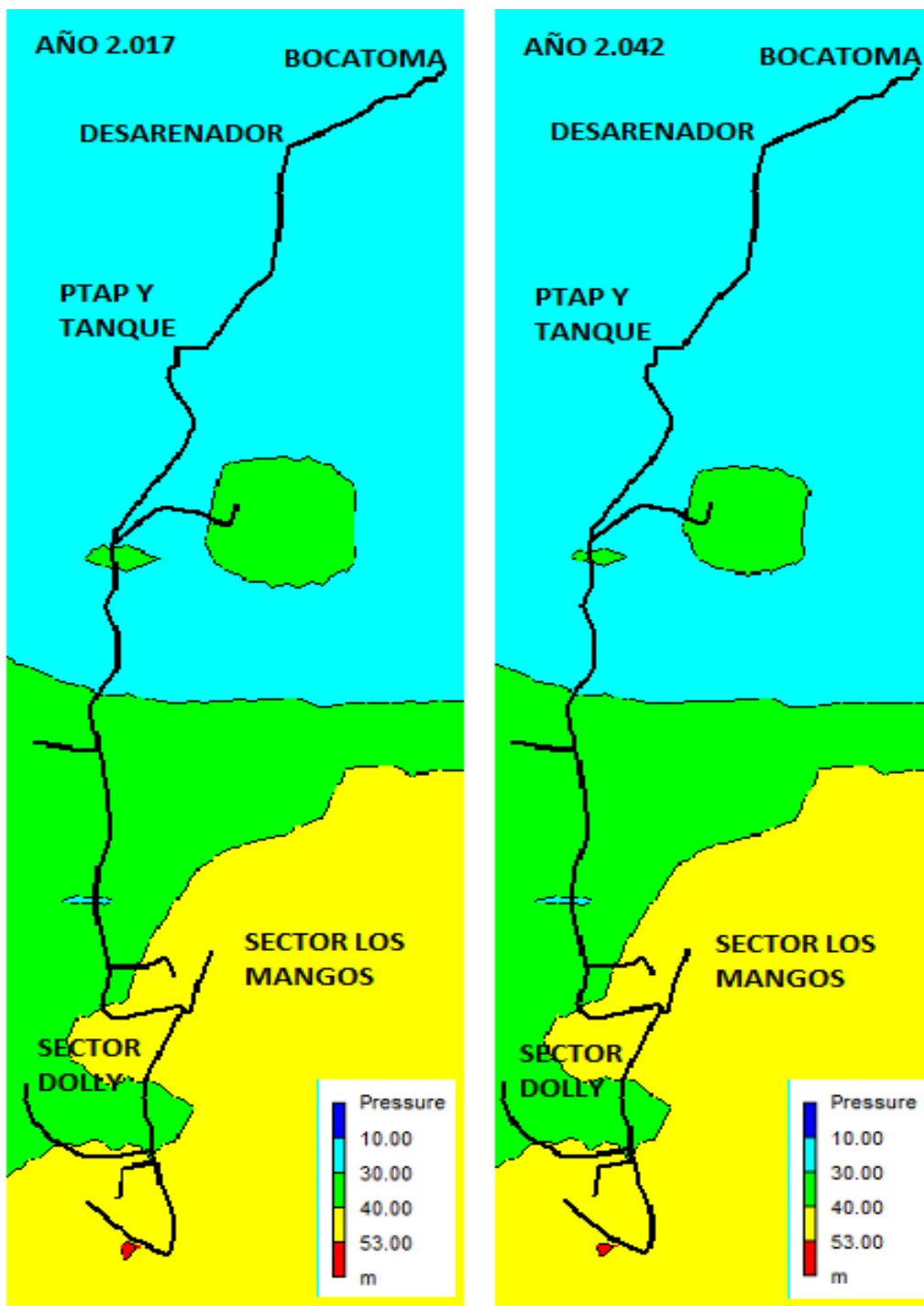


FIGURA N°23. PRESIONES A LA HORA DE MÁXIMO CONSUMO



En la figura anterior se puede observar que la presión en toda la red es superior a 10 m.c.a. y que la zona en la cual la presión es superior a 50 m.c.a. es menor del 10% del área servida, dando cumplimiento a lo estipulado en la Resolución 0330 de 2.017 en los Artículos 61 y 62.

4.9.3 Construcción de la red de distribución

Como se mencionó anteriormente para el sector Las Camelias se proyecta la instalación de una red de distribución compuesta por tubería de Polietileno de alta densidad de Ø63mm y Ø32mm con una longitud de 821,81m y 425,84m respectivamente, los cuales garantizarán una cobertura del 100% en todo el horizonte de diseño brindando continuidad de servicio las 24 horas del día a la población con las presiones adecuadas. En la TABLA N° 16 se presenta la longitud proyectada para la red de distribución del sector por diámetro y material.

TABLA N° 16. TUBERÍA PROYECTADA PARA LA RED DE DISTRIBUCIÓN

TUBERÍA	LONGITUD (m)
PEAD Ø63mm PE100 PN10 RDE17	821,81
PEAD Ø32mm PE100 PN16 RDE17	425,84

4.9.3.1 Válvulas de control

Según la Resolución 0330 de 2.017, todas las redes deben estar sectorizadas con el fin de lograr la racionalización del servicio, por esta razón se contará con una válvula de cierre ubicada en la parte baja del sector (E 826.714,109; N 1.177.187,882 sobre la cota 1.850,24m.s.n.m), de tal forma que se pueda independizar en dos sectores en caso de que se presenten eventuales momentos de reparación de daños y/o mantenimientos con el fin de no dejar la totalidad de la población sin agua, el diámetro de la válvula es de 2" y su estado normal de operación es abierta.

4.9.3.2 Válvulas de purga

Con el fin de realizar periódicamente mantenimiento y limpieza de la red de distribución se ubica sobre las coordenadas E 826.662,39; N 1.177.043,93 y cota 1.817,60m.s.n.m una válvula de purga de 2" de diámetro, el estado normal de operación de esta válvula es cerrado y su manipulación dependerá exclusivamente de las gamas de mantenimiento definidas por la empresa operadora del servicio.

4.9.3.3 Válvulas reguladoras de presión

Teniendo en cuenta la topografía del sector se hace necesario la proyección de tres válvulas reguladoras de presión, la primera estará ubicada en las coordenadas E 826.677,30; N 1.177.497,13; cota 1.918,50m.s.n.m, el código en la simulación corresponde a PRV-1 y la presión de salida es de 15m.c.a, la segunda válvula reguladora correspondiente al código PRV-2 en la simulación, está ubicada en las coordenadas E 826.673,98; N 1.177.307,13; cota 1.879,80 m.s.n.m donde se reduce la presión a 20m.c.a., la tercera está ubicada en las coordenadas E 826.704,06; N 1.177.143,4; cota 1.835,96 m.s.n.m donde se reduce la presión a 30m.c.a

4.9.3.4 Macromedidores y micromedidores

Para controlar la cantidad de agua que se suministra a la población desde el tanque de almacenamiento se proyectó un macro medidor de flujo electromagnético tipo turbina de Ø2" en la tubería principal que sale de este tanque hacia la red de distribución dentro del lote donde se ubica la Planta de tratamiento proyectada, igualmente se proyecta tener un macromedidor a la entrada para controlar el caudal de agua cruda tratada en la PTAP y finalmente en la red de distribución se instalará otro para el control del agua en la entrada del sector hidráulico en la parte final de la red.

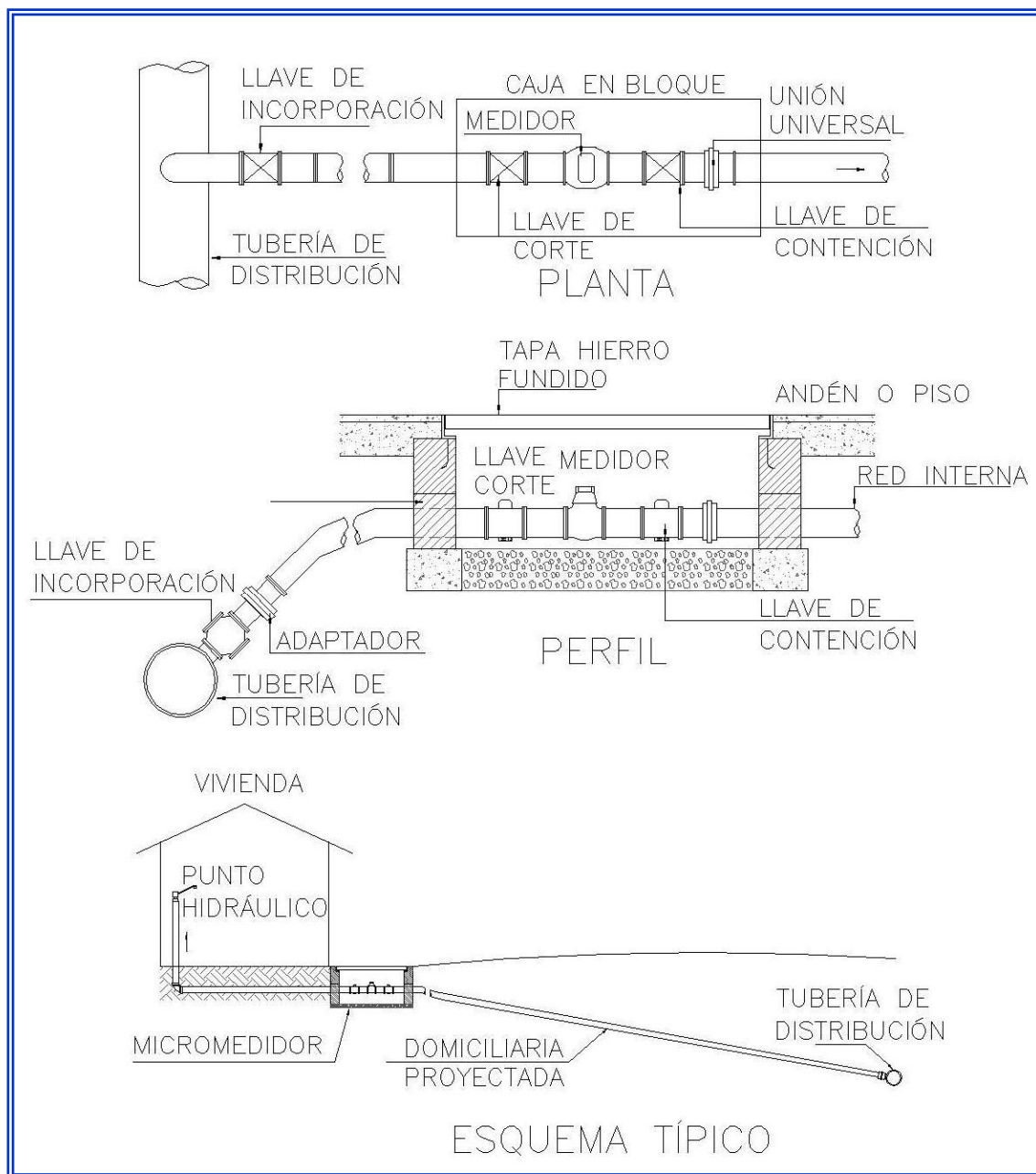
Con el fin de controlar el agua que consume cada usuario se proyecta la instalación inicial de 125 acometidas domiciliarias que incluyen: micromedidor, llave de incorporación, llave de corte, llave de contención, caja y tapa (Ver FIGURA N°24).

Con la instalación del 100% de los micromedidores y del macromedidor a la salida del tanque de almacenamiento se pretende que el operador del servicio tenga las herramientas necesarias para obtener registros y detectar cambios en los consumos y poder así tener un control sobre las pérdidas del sistema.

4.9.3.5 Hidrante

Según la resolución 0330 de 2.017, para poblaciones menores de 12500 habitantes, cualquier incendio, independientemente de la zona en que ocurra, debe ser atendido mínimo por un hidrante. Dando cumplimiento a lo anterior se proyecta la instalación de un hidrante de Ø3" sobre las coordenadas E. 826.672,91; N. 1.177.368,14; Cota 1891 m.s.n.m.

FIGURA N°24. ACOMETIDA DOMICILIARIA



4.10 RESUMEN DEL PROYECTO DE ACUEDUCTO

En la actualidad el sistema de acueducto del sector se compone por tres subsistemas, como optimización general del acueducto se proyecta la unificación de estos.

A continuación, se presenta un resumen de la condición actual del acueducto y las obras que fueron proyectadas.

4.10.1 Fuente de abastecimiento y bocatoma

Condición actual: La fuente donde se realiza la captación es la quebrada La Zulia, donde se capta en dos puntos diferentes, el primero es en un afluente y el segundo en el brazo principal, las captaciones existentes son bocatomas artesanales que no cumplen con las especificaciones técnicas requeridas por la norma.

Condición futura: La captación se realizará sobre el brazo principal de la quebrada La Zulia, en un punto tal que la cota favorece que el sistema funcione a gravedad y las presiones en la red sean las adecuadas, además según el estudio hidrológico se garantiza el caudal suficiente para abastecer a la totalidad de la población durante todo el periodo de diseño. Para la captación se proyecta una bocatoma de fondo en concreto reforzado con una caja de derivación encargada de regular el caudal de captación concedido por la corporación.

4.10.2 Línea de aducción (Caja de derivación – desarenador)

Condición actual: Las aducciones existentes son mangueras que no tienen los requerimientos técnicos exigidos por la norma para conducciones a presión, adicionalmente no cuentan con válvulas de purga, ni ventosas.

Condición futura: Se proyecta una nueva línea de aducción entre la caja de derivación y el desarenador proyectado en Polietileno de alta densidad, adicionalmente esta contará con una válvula de purga para realizar limpieza y mantenimiento.

4.10.3 Desarenador

Condición actual: En uno de los sistemas no se cuenta con desarenador, en el otro existe una estructura en concreto en malas condiciones que no cumple con las condiciones hidráulicas para realizar adecuadamente la retención de arenas, adicionalmente está ubicado en una cota en la cual solo es posible abastecer la parte baja de la población.

Condición futura: Se proyecta la instalación de un desarenador de poliéster reforzado con fibra de vidrio que tendrá la capacidad de tratar el caudal proyectado para cada uno de los años que componen el periodo de diseño estimado para el proyecto.

4.10.4 Línea de Conducción (Desarenador – Planta de Tratamiento)

Condición futura: Las líneas de conducción existentes son mangueras que no tienen los requerimientos técnicos exigidos por la norma para conducciones a presión, adicionalmente no cuentan con válvulas de purga, ni ventosas.

Condición futura: Se proyecta una nueva línea de aducción entre el desarenador y la Planta de Tratamiento en Polietileno de alta densidad, adicionalmente esta contará con dos válvulas de purga para realizar limpieza y mantenimiento y dos válvulas ventosas.

4.10.5 Planta de tratamiento de agua potable

Condición actual: En la actualidad el sector no cuenta con una planta de potabilización por lo que la población es abastecida por agua cruda, la cual no es apta para consumo humano.

Condición futura: Se proyecta la instalación de una Planta de tratamiento convencional compacta de poliéster reforzado con fibra de vidrio, la cual tiene la capacidad de tratar el caudal requerido por la comunidad durante todo el periodo de diseño del proyecto.

4.10.6 Tanque de almacenamiento

Condición actual: Existen dos tanques de almacenamiento en mampostería que no cumplen con la capacidad, ubicación y requerimientos estructurales exigidos por la norma para estructuras hidráulicas.

Condición futura: Se proyecta un tanque de almacenamiento en concreto reforzado con la capacidad, ubicación y condiciones técnicas necesarias para que funcione adecuadamente durante todo el periodo de diseño del proyecto.

4.10.7 Redes de distribución

Condición actual: Las redes existentes en el sector son mangueras que no tienen los requerimientos técnicos exigidos por la norma para conducciones a presión, además de ser redes muy antiguas de las cuales no se conoce su estado interno actual, adicionalmente no cuentan con válvulas de purga, ni reguladoras de presión.

Condición futura: Se realizará la instalación de la totalidad de la red de distribución en tubería de polietileno de alta densidad con capacidad de transportar el caudal necesario para el abastecimiento de toda la población tanto en las horas de mínimo como de máximo consumo, se instalarán además una válvula de cierre, una válvula de purga y tres válvulas reguladoras de presión.

4.10.8 Macromedición y micromedición

Condición actual: No existe en el sector sistema de macromedición ni micromedición.

Condición futura: Se proyecta a la salida del tanque de almacenamiento un macro medidor de flujo electromagnético tipo turbina de Ø2" para tener control del agua suministrada a la población, uno a la entrada de la PTAP para contabilizar el agua cruda que se va a tratar y otro para el control del agua en la entrada del sector hidráulico en la parte final de la red. Adicionalmente se proyecta la instalación de micromedidores para cada una de las viviendas incluidas dentro del proyecto con el fin de contabilizar el agua entregada a cada usuario, con esto se pretende tener un control de las pérdidas del sistema.

5. RESUMEN DE OBRAS E INVERSIONES PARA EL SISTEMA DE ACUEDUCTO

En la TABLA N° 17 se presenta el resumen de las obras e inversiones para el sistema de acueducto del sector Las Camelias proyectado, este incluye todos los componentes desde la captación en la fuente hasta el suministro de agua potable a cada uno de los usuarios, el costo total del proyecto del acueducto es de ochocientos treinta y ocho millones veinte ocho mil novecientos dieciséis pesos (\$838.028.916).

TABLA N° 17.RESUMEN DE OBRAS E INVERSIONES DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

ITEM	DESCRIPCIÓN DE LA OBRA	COSTO TOTAL (\$)
1	Construcción de bocatoma y caja de derivación	\$ 33.716.639
2	Construcción de aducción	\$ 4.619.404
3	Instalación de desarenador en poliéster reforzado con fibra de vidrio y estructuras adicionales en concreto	\$ 20.757.710
4	Construcción de conducción de agua cruda (Incluye 3 viaductos)	\$ 81.530.904
5	Instalación de Planta de Tratamiento de Agua Potable (Incluye Floculador, sedimentador, filtro, dos lechos de secado, alcantarillado interno, sistema eléctrico y obras complementarias)	\$ 121.564.158
6	Construcción de losas para soporte de filtro y lechos de secado	\$ 17.994.013
7	Construcción de tanque de almacenamiento en concreto reforzado	\$ 60.260.569
8	Construcción de caseta de operaciones (incluye red de abasto, desagüe, dosificadores y sistema de bioalarma)	\$ 69.485.280
9	Construcción de red de distribución (Incluye válvulas de corte, purga, reguladoras de presión y domiciliarias)	\$ 428.100.239
COSTO TOTAL ACUEDUCTO		\$ 838.028.916

Por último es importante resaltar que el éxito del proyecto dependerá entonces, del nivel de compromiso y de la capacidad de gestión de la Administración Municipal y demás fuerzas vivas del corregimiento de San Antonio de Prado, así como de las entidades oficiales involucradas y comprometidas con brindar agua potable a la comunidad del sector.

6. DISEÑO DEL SISTEMA DE SANEAMIENTO

Tal como se describió en la fase de Diagnóstico, el sector no cuenta con un sistema de recolección del agua residual generada, ni con un sistema de tratamiento de la misma que incluya a la totalidad de la población, por lo que el 72% descarga el agua residual directo a la Fuente más cercana y el 28% restante cuentan con pozos sépticos ubicados en la parte trasera de las viviendas. La mayoría de las aguas vertidas llegan directamente a la fuente hídrica, constituyéndose esto en un factor de riesgo para la salud, especialmente para la población infantil.

Con base en lo expuesto anteriormente y analizadas las condiciones topográficas del sector, se concluyó que debe proyectarse un sistema combinado que incluya colectores y redes secundarias de alcantarillado convencional con tramos de alcantarillado no convencional por la parte trasera de las viviendas, a lo cual se le suma la optimización de tres pozos sépticos y la instalación de otros tres pozos nuevos para las viviendas que por su localización topográfica no es posible conectarlas a la red del alcantarillado.

Con el sistema proyectado se podrá garantizar un adecuado manejo de las aguas residuales en los próximos 25 años y entregar el 100% del agua residual del sector ya sea a la red de alcantarillado convencional existente de Empresas Públicas de Medellín o a la fuente de agua más cercana pero con un tratamiento previo.

A continuación se presenta la descripción de cada uno de los componentes del sistema de saneamiento proyectado para el sector, así como las premisas y parámetros de diseño tenidos en cuenta.

6.1 RED DE ALCANTARILLADO CONVENCIONAL

Para la red de alcantarillado convencional se tienen en cuenta las siguientes premisas:

- Se tomará como punto de partida la necesidad de que la red de alcantarillado deberá quedar trabajando en perfecto estado cumpliendo con los parámetros exigidos por el RAS 2.000 modificado por la Resolución 0330 de 2.017, y que la red existente donde descargará esta red tiene la capacidad de recibir el agua residual transportada de este sector.
- El colector de agua residual se proyectará por el eje de la vía de tal manera que todos los tramos de alcantarillado no convencional puedan conectarse.
- Teniendo en cuenta la topografía urbana, se busca la forma de transportar la mayor cantidad de agua residual por gravedad para así tener la menor cantidad de sistemas sépticos en el sector.
- La red de alcantarillado convencional fue diseñada para el total de la población proyectada sin excluir a las seis viviendas que contarán con pozo séptico.

Según las anteriores premisas y la estrategia elegida para el manejo y tratamiento del agua residual del corregimiento, se describirán a continuación las características y condiciones de funcionamiento del proyecto diseñado para tal fin.

6.1.1 Criterios y parámetros básicos para el diseño

A continuación se presentan algunos criterios y parámetros básicos que serán utilizados para el diseño hidráulico de la red de Alcantarillado convencional proyectada.

6.1.1.1 Periodo de diseño

El periodo de diseño es de 25 años, definido en la Resolución 0330 de 2.017 Título 2, Capítulo 1, Artículo 40.

6.1.1.2 Población proyectada

La población proyectada para el proyecto es de 592 habitantes para el año 2.042 (año final del periodo de diseño), como se observa en la parte inicial del presente informe y con base en lo recomendado por el RAS 2.000 modificado por la Resolución 0330 de 2.017, título B.2.2, utilizando el método geométrico descrito en el numeral B.2.2.4 de la misma norma.

6.1.1.3 Dotación Neta

Se determina de acuerdo a la tabla 1 del Art. 43 de la Res. 0330/2.017, la cual indica que para poblaciones que se encuentran entre los 1000 y 2000 m.s.n.m. se asume una dotación neta máxima hasta de 130 L/hab-día. Sin embargo, el presente proyecto adopta una dotación neta de 90 L/hab-día.

6.1.1.4 Área Residual

Se delimitaron las áreas residuales tributarias a cada tramo del colector o red secundaria proyectada para el sector, la sumatoria de las áreas residuales es de 5,43Ha.

6.1.1.5 Densidad Poblacional

La densidad poblacional utilizada resulta del cociente entre la población proyectada y el área total, por lo que se tiene una densidad poblacional de 108,97 Hab/Ha.

6.1.1.6 Caudal medio de Aguas residuales

El caudal medio de agua residual se determinó de acuerdo a la ecuación descrita en el Artículo 134 de la Resolución 0330 de 2.017, como se muestra a continuación.

$$Q_D = \frac{Cr \times P \times D_{neta}}{86.400} \Rightarrow \frac{0,85 \times 90 \text{ L/hab.día} \times 592 \text{ hab}}{86.400} = 0,52 \text{ L/s}$$

Dónde:

- Q_D : Caudal medio de aguas residuales domésticas (L/s) de cada tramo de colector o secundario.

- Cr: Coeficiente de retorno de aguas servidas domésticas, equivalente al 85% entregada como aguas negras al sistema de recolección, según lo establecido en el Artículo 134 de la Resolución 0330 2.017.
- D_{NETA}: Consumo doméstico (Dotación Neta): (90 L/hab-día).
- P: Población servida (hab).

6.1.1.7 Contribución por infiltraciones

Corresponde a las infiltraciones de agua subsuperficiales a la red de alcantarillado sanitario, principalmente freáticas, a través de fisuras en los colectores, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de colectores con cámaras de inspección cuando no son completamente impermeables, etc.

Ante la imposibilidad de determinar directamente éste caudal de infiltración, el aporte se establecerá con base en el Artículo 134 de la Resolución 0330/2.017, donde se sugiere un valor 0,1 L/s-Ha y 0,3 L/s-Ha. Para el caso del Sector las Camelias se toma un valor de 0,2 L/s-Ha.

$$Q_{in} = 0,20 \text{ L/s.Ha} \times 5,43 \text{ Ha} = 1,087 \text{ L/s}$$

6.1.1.8 Contribución por conexiones erradas

El caudal por conexiones erradas representa el caudal que ingresa al sistema proveniente de bajantes de tejados y patios.

Como no se tiene información para calcular este dato se usara el que se sugiere la Resolución 0330/2.017 de 0,2L/s-Ha.

$$Q_{CE} = 0,20 \text{ L/s-Ha} \times 5,43 \text{ Ha} = 1,087 \text{ L/s}$$

6.1.1.9 Factor de mayoración

Se determina con base al caudal medio residual para estimar el caudal máximo horario, el cual, presume las variaciones en el consumo de agua por parte de la población, el factor disminuye en la medida en que el número de habitantes considerado aumenta.

Debido a que no es factible realizar mediciones de campo para estimar el factor, se utilizará la ecuación de Harmon, establecida en la expresión D.3.4 del RAS 2.000 modificado por la Resolución 0330/2.017.

$$F = 1 + \frac{14}{4 + P^{0,5}}$$

$$F = 1 + \frac{14}{(4 + (592/1000)^{0,5})} = 3,9$$

Teniendo en cuenta que este valor está por encima de 3,8; como se sugiere en la Resolución 0330/2.017, se adopta 3,8 como factor de mayoración.

Dónde:

- F: Factor de mayoración de Harmon de cada tramo de colector o secundaria
- P: Población en miles de habitantes de cada tramo de colector o secundaria
- El valor de “F” debe estar entre 1,4 y 3,8. (Resolución 0330/2.017, Título 2, Capítulo 4, Sección 1, Artículo 134)

6.1.1.10 Caudal Máximo Horario

El QMH es la base para establecer el caudal de diseño de un sistema de alcantarillado y evacuación de aguas residuales.

Se estimará el QMH de cada tramo o red secundaria, de acuerdo a lo establecido en la Resolución 0330/2.017 en su Artículo 134 a partir del caudal final medio diario del tramo de colector o secundaria respectivo:

$$QMH_i = F * Q_D \Rightarrow 3,8 \times 0,52L/s = 1,99L/s$$

6.1.1.11 Caudal para diseño hidráulico

Este caudal es el correspondiente a las contribuciones acumuladas que llegan al tramo hasta el pozo de inspección inferior. Equivale a la suma del caudal máximo horario, más el aporte por infiltraciones y conexiones erradas.

El caudal mínimo será de 1,5 L/s, cuando el caudal calculado sea menor a este valor, se empleará 1,5 L/s como caudal de diseño hidráulico.

$$Qd_i = QMH_i + Q_{in} + Q_{CE}$$

$$Qd = 1,99L/s + 1,087L/s + 1,087L/s = 4,20L/s$$

Dónde:

- Qdi: Caudal de diseño de cada tramo de colector o red secundaria (L/s)
- QMH_i: Caudal máximo diario doméstico de cada tramo de colector o red sec. (L/s)
- Q_{in}: Contribución por infiltración (L/s-ha)
- Q_{CE}: Contribución por conexiones erradas (L/s-ha)

111

De acuerdo con la Figura anterior:

$$\cos \phi / 2 = \frac{e}{D / 2} \quad e = D / 2 \times \cos \phi / 2$$

$$\sin \phi / 2 = \frac{b}{D / 2} \quad b = D / 2 \times \sin \phi / 2$$

Dónde:

D = Diámetro de la tubería

➤ Altura real del flujo o tirante (h)

$$h = D / 2 - e \quad h = D / 2 - D / 2 \times \cos \phi / 2$$

$$h = D / 2 \times (1 - \cos \phi / 2)$$

➤ Relación de altura de flujo h/H o h/D

$$h / H = \frac{1}{2} \times (1 - \cos \phi / 2)$$

➤ Radio hidráulico (r)

$$h / H = \frac{1}{2} \times (1 - \cos \phi / 2)$$

$$r = \frac{a}{p}$$

Donde a: área y p: perímetro mojado a tubo parcialmente lleno

Cálculo del área (a):

$$\text{Área del sector OADBO} \quad a_{oadbo} = \frac{\pi \times \phi \times D^2}{360^\circ \times 4}$$

$$\text{Área del triángulo OAB} \quad a_{OAB} = \frac{2 \times b \times e}{2} = b \times e = D^2 / 4 \times \cos \phi / 2 \times \sin \phi / 2$$

$$\text{Área del triángulo OAB} \quad a_{OAB} = D^2 / 4 \times \frac{(\sin \phi)}{2}$$

Área (a) = Área del sector OADBO – área del triángulo OAB

$$a = D^2 / 4 \times \cos \phi / 2 \times \sin \phi / 2 - D^2 / 4 \times \frac{(\sin \phi)}{2}$$

$$a = D^2 / 4 \times \left(\left(\frac{\pi \times \phi}{360} \right) - \left(\frac{\text{Sen} \phi}{2} \right) \right)$$

Teniendo en cuenta el área y el perímetro, el radio hidráulico equivale a:

$$r = \left(\left(\frac{\pi \times \phi \times D^2}{360^\circ \times 4} \right) - \frac{D^2}{4} \times \left(\frac{\text{Sen} \phi}{2} \right) \right) / \left(\frac{\pi \times D \times \phi}{360^\circ} \right)$$

$$r = \frac{D}{4} \times \left(1 - \frac{180 \times \text{Sen} \phi}{\pi \times \phi} \right)$$

$$r = (0.25 - X) \times D$$

$$X = \frac{180 \times \text{Sen} \phi}{4 \times \pi \times \phi} = 14.3239 \times \frac{\text{Sen} \phi}{\phi}$$

$$p = \frac{\pi \times D \times \phi}{360^\circ}$$

$$r = \frac{\pi \times D \times \phi}{360^\circ}$$

➤ Relación de radios hidráulicos para tubo parcialmente lleno (r/R)

Donde R es el radio hidráulico $R = D/4$, luego:

$$\frac{r}{R_H} = \frac{\frac{D}{4} \times \left(1 - \frac{\text{Sen} \phi}{\phi} \right)}{\frac{D}{4}} = 1 - \frac{\text{Sen} \phi}{\phi}$$

➤ Velocidad real del flujo (v)

$$v = \frac{1}{n \times R^{2/3}} \times (i)^{1/2}$$

La relación de velocidades a tubo parcialmente lleno y tubo lleno será:

$$\frac{v}{V} = \frac{N}{n} \times \left(\frac{r}{R} \right)^{2/3} \times \left(\frac{i}{I} \right)^{1/2}$$

Dónde: N coeficiente en condiciones de flujo lleno

n coeficiente de la ecuación de Manning

i/I = 1 puesto que la pendiente no varía, luego:

$$v/V = N/n \times \left(r/R\right)^{2/3}$$

➤ Relación de caudales (q/Q)

$$q/Q = v \times a/V \times A = a/A \times \left(r/R\right)^{2/3} \times N/n$$

En la TABLA N° 18 se presentan las ecuaciones calculadas para el cálculo de las relaciones hidráulicas en tuberías de sección circular con N/n variable.

TABLA N° 18. CAUDAL DE DISEÑO EN EL COLECTOR Y RED SECUNDARIA

RELACIÓN	RANGO	ECUACIÓN
v/V	$0.00 < q/Q \leq 0.06$	$\frac{v}{V} = 10^{0.029806 + 0.29095 \times \log\left(\frac{q}{Q}\right)}$
	$0.06 < q/Q \leq 0.26$	$\frac{v}{V} = 10^{0.013778 + 0.28597 \times \log\left(\frac{q}{Q}\right)}$
	$0.26 < q/Q \leq 0.91$	$\frac{v}{V} = 10^{0.021763 + 0.289951 \times \log\left(\frac{q}{Q}\right)}$
h/D	$0.00 < q/Q \leq 0.11$	$\frac{h}{D} = 0.3827 + 0.0645 \times \ln\left(\frac{q}{Q}\right)$
	$0.11 < q/Q \leq 0.21$	$\frac{h}{D} = 0.60025 + 0.15471 \times \ln\left(\frac{q}{Q}\right)$
	$0.21 < q/Q \leq 0.91$	$\frac{h}{D} = 0.225 + 0.667 \times \left(\frac{q}{Q}\right)$
R_H/D	Para cualquier q/Q	$\frac{R_H}{D} = \left(\frac{1}{4}\right) \times \left[1 - \frac{\text{Sen}(A)}{A}\right]$
L/D	Para cualquier q/Q	$\frac{L}{D} = \frac{\left\{\left(\frac{1}{8}\right) \times [A - \text{Sen}(A)]\right\}}{\left[\text{Sen}\left(\frac{A}{2}\right)\right]}$

Dónde:

$$A = 2 \times \text{Arc_Cos}\left[1 - 2 \times \left(\frac{h}{D}\right)\right]$$

L: cualquier profundidad hidráulica

A continuación se muestran los datos de entrada para el diseño del alcantarillado convencional.

TABLA N° 19.DATOS DE ENTRADA PARA EL DISEÑO DEL ALCANTARILLADO

Coeficiente	Valor	Unidades
Coeficiente de Retorno	0,85	
Dotación	100	L/Hab-día
Densidad Poblacional	217,62	hab/Ha
Área residual	2,72	Ha
Coeficiente de Infiltración	0,20	L/s-ha
Conexiones Erradas	0,2	L/s-ha
Fuerza tractiva mínima	0,10	Kg/m ²
Coeficiente de Manning	0,010	

Teniendo como base los parámetros anteriores y los criterios de ubicación de los tramos de la red, se procedió a diseñar la red de recolección del agua residual doméstica.

La simulación de la red de alcantarillado se realizó en una hoja de cálculo en Excel en donde se tiene inicialmente la base de datos correspondiente a las longitudes, cotas y áreas tributarias de cada tramo a diseñar, para luego con el uso de macros y parámetros de diseño proceder a calcular los caudales y relaciones hidráulicas como velocidades reales y a tubo lleno, caudales de diseño, entre otros. (Ver ANEXO 9.1).

Además de lo anterior se verifican los valores límites de velocidad y fuerza tractiva para cada tramo y se deja definido el tipo de régimen de flujo según el número de Froud. A continuación se describen las características del sistema de alcantarillado.

6.1.2 Descripción de la red de alcantarillado convencional

A continuación, se describirán las características de los colectores proyectados para la recolección de los 4,20 L/s de agua residual doméstica generada en el sector Las Camelias y transportarla hasta la red de alcantarillado existente de EPM.

El sistema de alcantarillado convencional proyectado cuenta con un colector principal que comienza en la parte alta del corregimiento en la cámara codificada como C2 ubicada en la cota 1.913,12m.s.n.m y baja por todo el eje de la vía principal hasta llegar a la parte baja donde se proyecta una cámara codificada como C58 ubicada en la cota 1.703,82, la cual intercepta el tramo de la red de alcantarillado de EPM ubicado entre el aliviadero codificado como CE y la cámara de inspección codificado como CE2, al colector proyectado llega una red secundaria compuesta por dos tramos que interceptan el colector en la cámara codificada como C26 en la cota 1.812,59m.s.n.m. (Ver FIGURA N°27)

Toda la tubería proyectada para la red de alcantarillado convencional será de PVC corrugado de Ø8", en total el colector y dos tramos de red secundaria suman una longitud de 1.549,07 ml. En la TABLA N° 20 se presentan los caudales para cada tramo proyectado de la red de alcantarillado para el final del horizonte del proyecto (año 2.042).

**TABLA N° 20.CAUDAL DE DISEÑO PARA CADA TRAMO DE LA RED DE
ALCANTARILLADO CONVENCIONAL**

Cámara		Caudal de infiltración	Caudal medio	Caudal máximo	Caudal de conexiones erradas	Q A.R.
DE	A					
		[l/s-ha]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]
C2	C4	0,037	0,02	0,07	0,0369	1,5
C4	C6	0,048	0,02	0,09	0,0475	1,5
C6	C8	0,101	0,05	0,18	0,1007	1,5
C8	C10	0,123	0,06	0,23	0,1232	1,5
C10	C12	0,158	0,08	0,29	0,1580	1,5
C12	C14	0,169	0,08	0,31	0,1687	1,5
C14	C16	0,196	0,09	0,36	0,1965	1,5
C16	C18	0,227	0,11	0,42	0,2269	1,5
C18	C20	0,240	0,12	0,44	0,2397	1,5
C20	C22	0,318	0,15	0,58	0,3177	1,5
C22	C24	0,396	0,19	0,73	0,3961	1,5
C24	C26	0,417	0,20	0,76	0,4169	1,6
C26	C28	0,576	0,28	1,06	0,5763	2,2
C28	C30	0,599	0,29	1,10	0,5991	2,3
C30	C32	0,693	0,33	1,27	0,6931	2,7
C32	C34	0,761	0,37	1,39	0,7607	2,9
C34	C36	0,834	0,40	1,53	0,8345	3,2
C36	C38	0,938	0,45	1,72	0,9376	3,6
C38	C40	0,972	0,47	1,78	0,9717	3,7
C40	C42	1,002	0,48	1,84	1,0017	3,8
C42	C44	1,026	0,49	1,88	1,0258	3,9
C44	C46	1,074	0,52	1,97	1,0740	4,1
C46	C48	1,087	0,52	1,99	1,0866	4,2
C48	C50	1,087	0,52	1,99	1,0866	4,2
C50	C52	1,087	0,52	1,99	1,0866	4,2
C52	C54	1,087	0,52	1,99	1,0866	4,2
C54	C56	1,087	0,52	1,99	1,0866	4,2
C56	C58	1,087	0,52	1,99	1,0866	4,2
C58	CE2	1,087	0,52	1,99	1,0866	4,2
C23	C25	0,060	0,03	0,11	0,0595	1,5
C25	C26	0,116	0,06	0,21	0,1157	1,5

El diseño de la red del sistema de alcantarillado convencional del sector está fundamentado en la ecuación de Manning y las recomendaciones expuestas en el RAS 2.000 modificado por la Resolución 0330/2.017. Una vez determinado el caudal de diseño se procede a hacer los cálculos hidráulicos que restringen la operación del sistema. En la TABLA N° 21 se presentan los resultados hidráulicos de cada tramo proyectado para el final del horizonte del proyecto (año 2.042).

**TABLA N° 21. PARÁMETROS HIDRÁULICOS DE CADA TRAMO DE LA RED DE
ALCANTARILLADO**

Cámara		Pendiente	Ftractiva A. Res	V _ø a tubo lleno	Q _ø a tubo lleno	Q/Q _ø	Capacidad del tramo	Vfinal tramo (VR)
DE	A							
		[%]	[kg/m ²]	[m/s]	[l/s]	Res		[m/s]
C2	C4	25,43	2,33	6,44	167,48	0,01	q/Q Adecuado	1,75
C4	C6	23,24	2,21	6,15	160,12	0,01	q/Q Adecuado	1,69
C6	C8	17,31	1,83	5,31	138,20	0,01	q/Q Adecuado	1,53
C8	C10	14,50	1,62	4,86	126,46	0,01	q/Q Adecuado	1,43
C10	C12	19,70	1,99	5,67	147,41	0,01	q/Q Adecuado	1,60
C12	C14	21,35	2,09	5,90	153,48	0,01	q/Q Adecuado	1,64
C14	C16	25,41	2,33	6,43	167,41	0,01	q/Q Adecuado	1,75
C16	C18	17,04	1,81	5,27	137,12	0,01	q/Q Adecuado	1,52
C18	C20	18,69	1,92	5,52	143,57	0,01	q/Q Adecuado	1,57
C20	C22	18,87	1,93	5,55	144,28	0,01	q/Q Adecuado	1,57
C22	C24	15,92	1,74	5,09	132,51	0,01	q/Q Adecuado	1,49
C24	C26	19,52	2,07	5,64	146,73	0,01	q/Q Adecuado	1,62
C26	C28	6,40	1,07	3,23	84,02	0,03	q/Q Adecuado	1,20
C28	C30	9,86	1,53	4,01	104,30	0,02	q/Q Adecuado	1,41
C30	C32	13,63	2,10	4,71	122,62	0,02	q/Q Adecuado	1,66
C32	C34	18,14	2,73	5,44	141,45	0,02	q/Q Adecuado	1,88
C34	C36	12,69	2,14	4,55	118,31	0,03	q/Q Adecuado	1,70
C36	C38	17,26	2,87	5,30	138,00	0,03	q/Q Adecuado	1,97
C38	C40	14,08	2,47	4,79	124,62	0,03	q/Q Adecuado	1,85
C40	C42	10,72	2,00	4,18	108,76	0,04	q/Q Adecuado	1,69
C42	C44	18,90	3,20	5,55	144,41	0,03	q/Q Adecuado	2,08
C44	C46	16,53	2,92	5,19	135,03	0,03	q/Q Adecuado	2,01
C46	C48	14,94	2,70	4,93	128,38	0,03	q/Q Adecuado	1,95
C48	C50	8,11	1,63	3,64	94,59	0,04	q/Q Adecuado	1,57
C50	C52	10,12	1,96	4,06	105,64	0,04	q/Q Adecuado	1,70
C52	C54	1,71	0,43	1,67	43,45	0,10	q/Q Adecuado	0,89
C54	C56	0,40	0,14	0,81	21,09	0,20	q/Q Adecuado	0,53
C56	C58	0,35	0,13	0,76	19,78	0,21	q/Q Adecuado	0,51
C58	CE2	10,99	2,08	4,90	198,46	0,02	q/Q Adecuado	1,71
C23	C25	0,63	0,14	1,01	26,27	0,06	q/Q Adecuado	0,47
C25	C26	0,59	0,13	0,98	25,46	0,06	q/Q Adecuado	0,46

El diseño completo del sistema de alcantarillado convencional se presenta en el Anexo 9.1. En total el sistema contará con 31 cámaras nuevas y 31 tramos diseñados, donde todos cumplen con la fuerza tractiva mínima (0,10 Kg/m²), adicionalmente, todos los tramos cumplen con el criterio de velocidad máxima (5m/s), por esta razón no fue necesario proyectar cámaras de caída para ningún tramo de la red.

A continuación, en la TABLA N° 22 y la TABLA N° 23 se presenta el resumen de las velocidades en los tramos del alcantarillado y profundidades de las cámaras de inspección que componen el sistema respectivamente.

TABLA N° 22. RESUMEN DE VELOCIDADES EN EL ALCANTARILLADO

VELOCIDAD (m/s)	# TRAMOS	PORCENTAJE (%)
<0,45	0	0,00
0,45 – 0,60	4	12,90
0,60 – 0,80	0	0,00
0,80 – 1,0	1	3,23
>1,0	26	83,87
TOTAL	31	100

TABLA N° 23. RESUMEN DE PROFUNDIDADES EN LAS CÁMARAS DE INSPECCIÓN

PROFUNDIDAD (m)	# CÁMARAS	PORCENTAJE (%)
1,2 - 2,0	28	90,32
>2,0	3	9,68
TOTAL	31	100

La red de alcantarillado convencional proyectada será conectada en la cámara denominada como C58 a la red de alcantarillado convencional existente de Empresas públicas de Medellín, en el tramo de la red que va desde el aliviadero existente denominado como CE y ubicado en las coordenadas E 1.176.221,326; N 826.892,306 hasta la cámara de inspección existente denominada como CE2 y ubicada en las coordenadas E 1.176.134,107; N 826.919,195, en la FIGURA N°26 se muestra esta conexión.

Con el objetivo de verificar el funcionamiento del tramo existente (CE - CE2) al cual se proyecta conectar el agua residual del futuro alcantarillado del sector Las Camelias, se procedió a realizar la verificación hidráulica del mismo para conocer su comportamiento actual y futuro dentro del período de diseño estimado para el proyecto, en la TABLA N° 24 se muestra los parámetros hidráulicos evaluados.

TABLA N° 24. PARÁMETROS HIDRÁULICOS EVALUADOS TRAMO CE-CE2 DEL ALCANTARILLADO DE EPM

TRAMO		CAUDAL A TUBO LLENO	VEL. AL FINAL DEL TRAMO	VEL. A TUBO LLENO	q/Q	FUERZA TRACTIVA	CAP. DEL TRAMO
DE	A	(L/s)	(m/s)	(m/s)			
C58	CE2	198,46	1,71	4,9	0,02	2,08	q/Q Adecuado

De acuerdo a este chequeo se puede observar que el tramo una vez se le conecten estas aguas residuales sigue cumpliendo con las condiciones técnicas e hidráulicas necesarias para seguir en un adecuado funcionamiento.

Por otra parte, se ha recibido por parte de la comunidad aledaña a la cámara existente CE2 y en adelante, reiteradas quejas manifestando las constantes inundaciones a las que se ven sometidos como consecuencia del desbordamiento del agua residual por las tapas de éstas cámaras en época de lluvia, de manera temporal fue solucionado la dificultad obstaculizando la salida en el aliviadero existente CE localizado a la entrada de la vía que conduce hacia el sector Los Rieles a tan solo 8m de la cámara proyectada C58.

Sin embargo esta solución temporal no es la más adecuada, debido a que no tiene fundamento sobre una revisión de capacidad hidráulica, por lo tanto se recomienda tomar las medidas necesarias por parte de EPM, empresa dueña de la red de alcantarillado para solucionar de manera técnica y definitiva esta problemática en el sector.

FIGURA N°26. CONEXIÓN A LA RED DE ALCANTARILLADO EXISTENTE

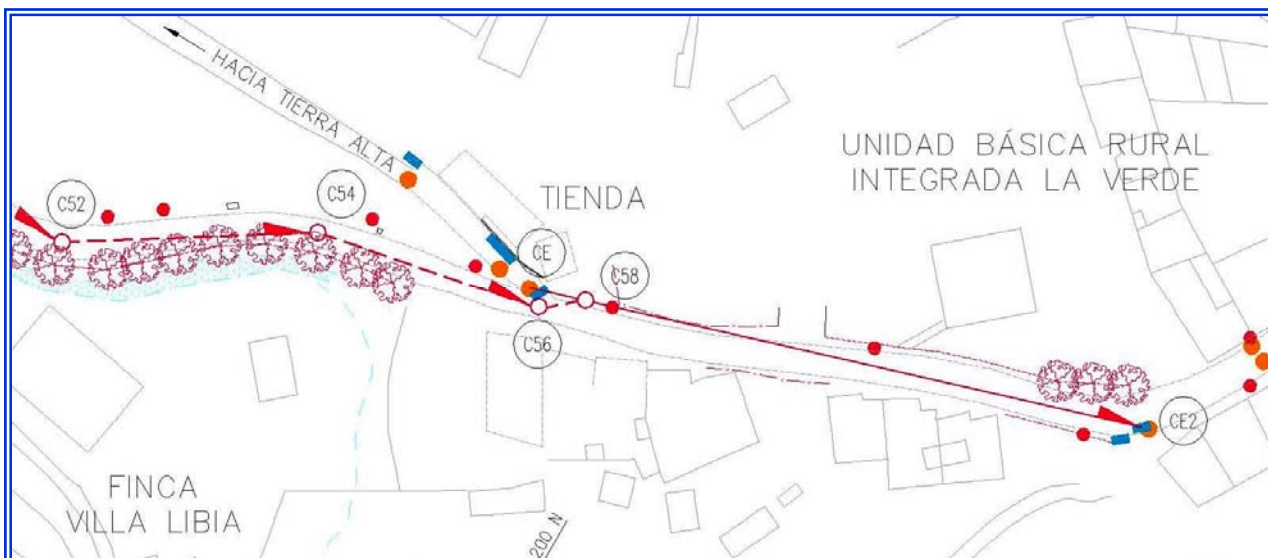
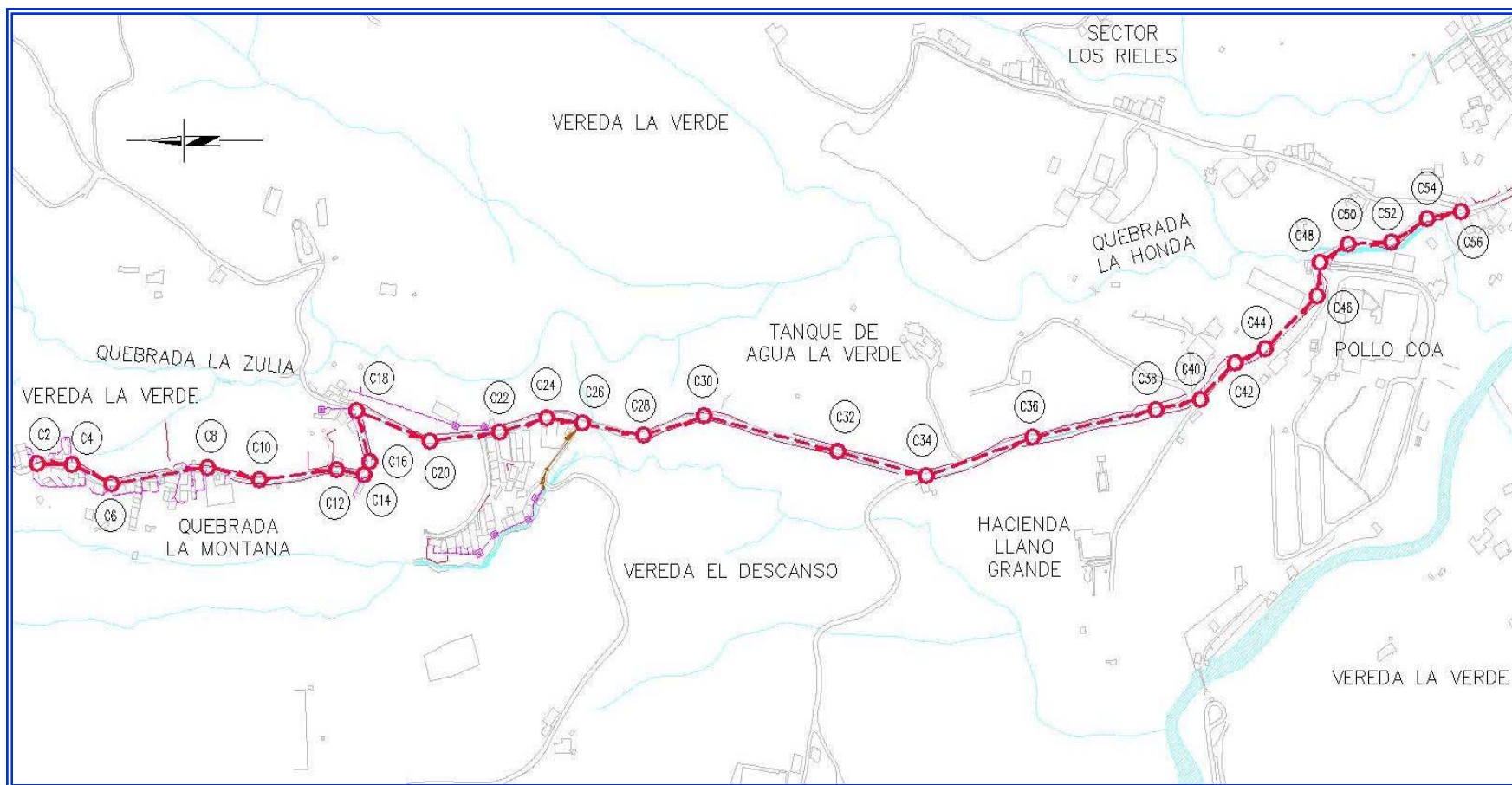


FIGURA N°27. RED DE ALCANTARILLADO CONVENCIONAL PROYECTADA



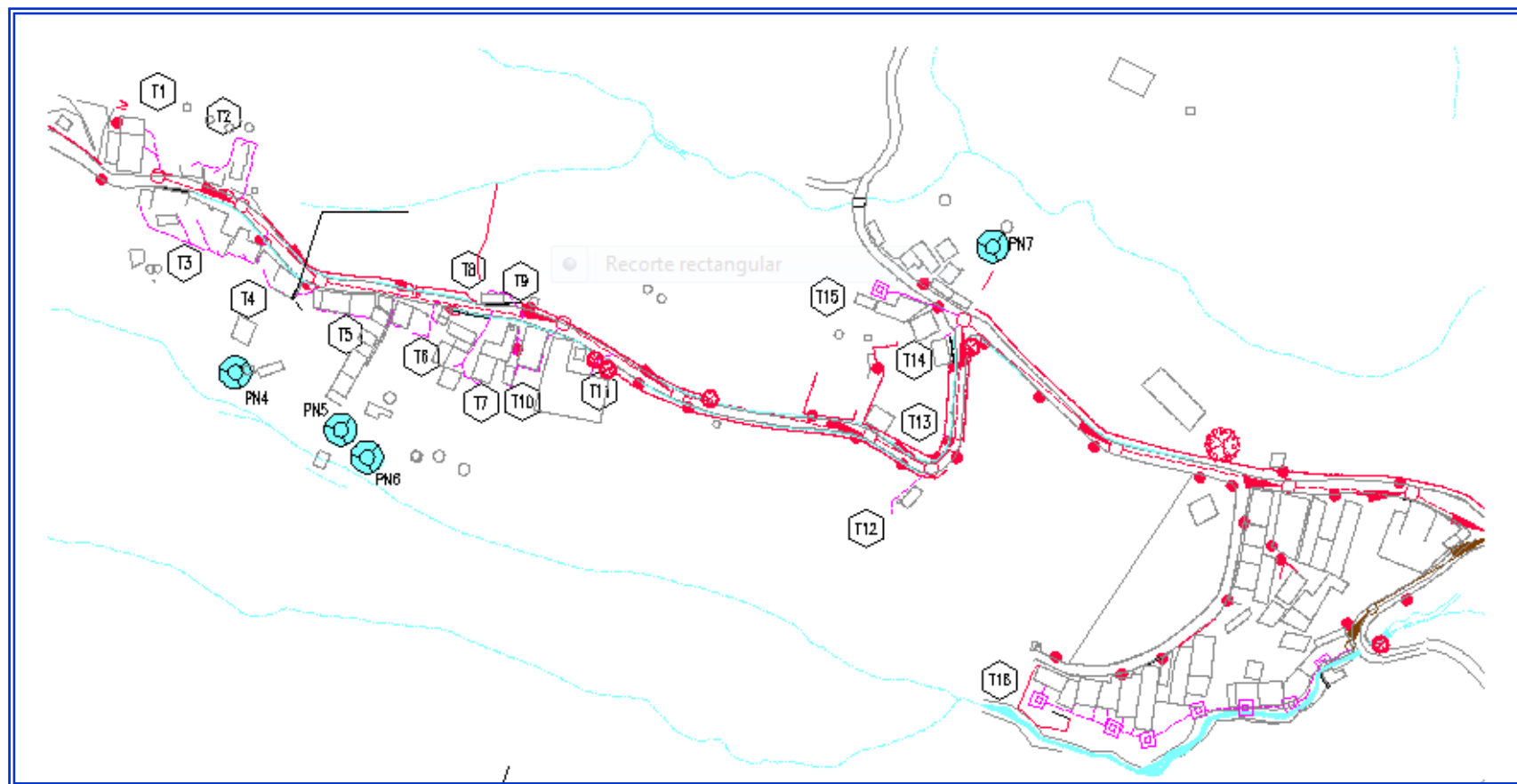
6.2 RED DE ALCANTARILLADO NO CONVENCIONAL

En el sector Las Camelias la mayoría de las viviendas realizan la descarga del agua residual por la parte trasera, esto teniendo en cuenta que descargan directamente a fuentes de agua o en el mejor de los casos cuentan con tanques sépticos.

Con el fin de realizar una óptima recolección del agua residual que no implique obras que aumenten el costo del proyecto, además de ocasionar gastos adicionales a la comunidad se proyecta la instalación de 16 colectores en tramos de tubería de PVC-S por sectores, según la topografía y la distribución de las viviendas con el fin de interceptar todas las salidas de agua residual existentes y llevarlas por gravedad a la red de alcantarillado convencional proyectada, donde se unirán a ella directamente en la tubería como una instalación típica de una domiciliar o descargarán directo a las cámaras de inspección proyectadas.

En la FIGURA N°28 se observa el alineamiento de los 16 colectores proyectados.

FIGURA N°28. RED DE ALCANTARILLADO NO CONVENCIONAL PROYECTADA



6.3 SISTEMAS DE TRATAMIENTO INTEGRADO INDIVIDUAL

Debido a la ubicación topográfica de 15 de las 125 viviendas existentes en el sector se hace necesaria la proyección de 7 sistemas de tratamiento integrado individual, de los cuales 3 son existentes y fueron chequeados hidráulicamente en la fase de diagnóstico del presente proyecto (Ver ANEXOS 9.2 a 9.8). Estos sistemas se proyectan con la finalidad de tratar el agua residual de las viviendas que por su ubicación no fue posible conectarlas al alcantarillado convencional, con el fin de realizar un vertimiento a la fuente con un tratamiento previo, en la TABLA N° 25 se muestran los 7 sistemas que se proyecta sigan funcionando dentro del sistema de saneamiento del sector.

**TABLA N° 25. SISTEMAS DE TRATAMIENTO INTEGRADO INDEPENDIENTE
PROYECTADOS**

Código pozo séptico	N° de viviendas que atiende (un)	Código de la(s) vivienda(s)	N° Habitantes (hab)	Diámetro del pozo (m)	Profundidad total (m)	Volumen (m³)
PE1	1	01	5	1,3	1,5	2
PE2	1	02	2	1,3	1,5	2
PE3	1	04	4	1,3	1,5	2
PN4	1	27	5	1,2	1,5	1,70
PN5	2	33-34	9	1,2	1,5	1,70
PN6	2	117-118	6	1,2	1,5	1,70
PN7	7	65-66-67-68-69-70-71	28	1,6	1,6	3,20

6.3.1 Criterios y parámetros básicos para el diseño

Los sistemas de tratamiento de agua residual proyectados se componen por un tanque séptico y un filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA). A este sistema llega el agua residual procedente de la vivienda, luego de ser tratada se descarga a la fuente más cercana, ya sea la quebrada La Zulia o la quebrada El Pedrero, algunos aspectos a tener en cuenta son los siguientes:

- El diseño tendrá en cuenta la metodología que garantice el correcto funcionamiento del sistema, bajo los siguientes criterios (RAS/2.000, Numeral E.3.4.3 y Resolución 0330/2.017): Rendimiento del proceso de tratamiento, almacenamiento de lodos y amortiguamiento de caudales pico.
- Los sistemas independientes serán diseñados para cada vivienda, teniendo en cuenta su demanda actual y futura.
- Los sistemas individuales que se proyectan en cada una de las viviendas tratarán adecuadamente el agua residual generada.

- A los tanques sépticos no les está permitido la entrada de aguas lluvias ni desechos capaces de causar interferencia negativa en cualquier fase del proceso de tratamiento (RAS/2.000, Numeral E.3.4 y Resolución 0330/2.017).
- Se deben conservar las siguientes distancias mínimas (RAS/2.000, Numeral E.3.4.2 y Resolución 0330/2.017): 1,50m distantes de construcciones, límites de terrenos, sumideros y campos de infiltración; 3,0m de árboles y cualquier punto de redes públicas de abastecimiento de agua; 15,0m distantes de pozos subterráneos y cuerpos de agua de cualquier naturaleza.

Antes de presentar la descripción del sistema, es necesario definir algunos criterios y parámetros básicos que son utilizados para el diseño hidráulico, el diseño completo de estos sistemas se observa en el ANEXO 9.2.

6.3.1.1 Dotación Neta

Se determina de acuerdo a la Resolución 0330 de 2.017, Título 2, Capítulo 1, Artículo 43, la cual indica que para zonas que están entre los 1000 y 2000 m.s.n.m. se tiene una dotación neta máxima de 130 L/hab-día; para el Sector Las Camelias se adopta una dotación neta de 90 L/hab-día.

6.3.1.2 Caudal medio de ARD

Es el producido por cada vivienda del sector diariamente y determina el volumen del sistema independiente a utilizar, en este caso se tomará como ejemplo el diseño del pozo codificado como PN5 el cual tiene un aporte de 9 habitantes que habitan 2 viviendas.

$$Q_{\text{medioARD}} = \frac{9 \text{ Hab} \times 90 \text{ litro} / \text{Hab} * \text{día}}{86400 \text{ s}} = 0,00937 \text{ litro} / \text{seg}$$

6.3.1.3 Caudal máximo horario de aguas residuales

El caudal máximo horario se refiere al caudal con el cual será diseñado el sistema de tratamiento de agua residual. Este corresponde al mismo valor del caudal medio diario, ya que es una descarga puntual, por lo que no se ve afectado por los coeficientes de consumo máximo horario (K_2) y máximo diario (K_1), ni por la infiltración de agua y demás parámetros utilizados para calcular el caudal de diseño para alcantarillados convencionales.

$$Q_{\text{medioARD}} = Q_{\text{MHAR}} = 0,00937 \text{ L} / \text{s} = 809,57 \text{ L} / \text{día}$$

6.3.1.4 Volumen útil

Para el dimensionamiento de los sistemas de tratamiento se tuvo en cuenta una metodología que garantice el correcto funcionamiento de éste, bajo los criterios establecidos en el numeral E.3.4.3.1 del RAS/2.000 modificado por la Resolución 0330/2.017, como son:

- Rendimiento del proceso de tratamiento
- Almacenamiento de lodos

➤ Amortiguamiento de caudales pico

6.3.1.5 Tiempo de detención hidráulico del tanque séptico

El tiempo de detención hidráulico en el tanque séptico depende de la contribución diaria de agua residual, el cual se encuentra en el Artículo 173 de la Resolución 0330/2.017, para el caso del tanque séptico PN5, el cual tiene una contribución diaria de 809,57L/días, el TDH será de 24horas.

6.3.1.6 Volumen del Tanque Séptico

El volumen útil del tanque séptico se define como:

$$Vol_Tanque_sep = Q_{sistema} * TDH$$

$$Vol_Tanque_sep = \frac{0,01L}{s} * \frac{1m^3}{1000L} * \frac{3600S}{1Hora} * 24Horas = 0,864m^3 \approx 0,90m^3$$

6.3.1.7 Tiempo de detención hidráulico del FAFA

Se debe tener en cuenta la Tabla E.4.29 del RAS/2000 modificado por la resolución 0330/2.017 donde el tiempo de detención en el FAFA debe ser $(td1 + td2)/2$, el cual corresponde a 5,25 horas.

6.3.1.8 Volumen del FAFA

El volumen útil del filtro anaerobio de flujo ascendente se define como:

$$Vol_FAFA = Q_{sistema} * TDH$$

$$Vol_FAFA = \frac{0,01L}{s} * \frac{1m^3}{1000L} * \frac{3600S}{1Hora} * 5,25Horas$$

$$Vol_FAFA = 0,2m^3$$

6.3.1.9 Volumen total del sistema

El volumen total del sistema corresponde a la sumatoria del volumen del tanque séptico y el volumen del FAFA, como se muestra a continuación.

$$Vol_total = V_t.septico + V_FAFA$$

$$Vol_total = 0,90m^3 + 0,20m^3$$

$$Vol_total = 1,10m^3$$

6.3.1.10 Dimensionamiento del sistema

Con base en el volumen requerido para el sistema de tratamiento se dimensiona a continuación el tanque séptico PN5, el cual atenderá 9 habitantes.

- Altura del nivel del agua en el tanque séptico: según el Artículo 173 de la Resolución 0330/2.017, los valores de altura útil varían de 1,2m - 2,2m para un volumen útil de hasta 6m³, por lo tanto se adoptará el Hu de 1,35m, debido a que el tanque séptico tiene un volumen menor. En cuanto al borde libre se tomará un valor de 0,15m para una altura total de 1,50m.
- Geometría de los Tanques: de acuerdo al RAS/2.000, numeral E.3.4.3.2 modificado por la Resolución 0330/2.017 la geometría de los tanques sépticos pueden ser cilíndricos o prismáticos rectangulares; recomendándose los primeros cuando se quiere minimizar el área útil aumentando la profundidad, por tal motivo se adoptó una geometría cilíndrica para el diseño del sistema de tratamiento de agua residual en conjunto (FAFA+ tanque séptico).
- Según lo anterior tenemos el siguiente dimensionamiento para el tanque séptico PN5, el cual se observa en el diseño hidráulico del ANEXO 9.6

Diámetro total del sistema: Øt	1,20 m
Diámetro del FAFA; Øf	0,55 m
Altura útil del sistema; Hu	1,35 m
Altura total del sistema, Ht	1,50 m
Borde Libre; BL	0,15 m

6.3.2 Descripción de los sistemas de tratamiento integrados independientes

Los tanques sépticos constituyen sistemas convencionales de tratamiento de aguas residuales ampliamente utilizados en las áreas rurales por su costo relativamente bajo y el limitado mantenimiento que requieren.

El objetivo primordial de un tanque séptico es el de sedimentar los sólidos provenientes de las aguas residuales, protegiendo así los cuerpos de agua receptores. Así mismo, está diseñado para realizar alguna digestión anaeróbica de los sólidos retenidos, y almacenar por cierto tiempo los sólidos ya digeridos. El material sedimentado formará en el fondo del depósito una capa de lodos, el que se degradará biológicamente con el tiempo y que deberá extraerse periódicamente.

El tren de viaje del agua residual comienza en una caja de registro de concreto reforzado la cual se instala en el patio de la vivienda, posteriormente se instala una caja de aforo cilíndrica, luego el sistema de tratamiento y por ultimo otra caja de aforo cilíndrica (los tres componentes de políéster reforzado con fibra de vidrio), el sistema también contará con una válvula para la purga de los lodos generados en el sistema.

El sistema de tratamiento de aguas residuales esta dividido en tres cámaras conectadas entre sí por pasos de tubería en PVC de Ø4", de acuerdo a lo recomendado en el RAS/2.000 numeral E.3.4.3.4 modificado por la Resolución 0330/2.017, para volúmenes pequeños a medianos, que sirvan hasta 30 personas.

Se inicia el proceso con la trampa de grasas en la primera cámara, posteriormente el agua residual pasa al tratamiento primario que se encargará de separar los sólidos del líquido, después de la sedimentación las aguas pasan a un filtro anaerobio de flujo ascendente conocido como FAFA, es en este lugar donde se lleva a cabo la transformación de la materia orgánica que no es sedimentable, dando por terminado el tratamiento de las aguas y entregando éstas finalmente al cuerpo receptor.

El ingreso del agua residual al sistema se realiza a través de una tubería de PVC-S de diámetro 4", proveniente de la primera caja de aforo; la salida del agua tratada se hará a través de una tubería de PVC de Ø2", y será conducida a una caja de aforo para luego finalizar su recorrido hasta la fuente de descarga. Para extraer los lodos, se propone conducirlos a través de una tubería de 3" de diámetro de tal forma que puedan ser recogidos en un recipiente para luego disponerlos correctamente.

En la FIGURA N°29 se muestra el esquema del sistema de tratamiento individual independiente proyectado, en la FIGURA N°30 se muestra la ubicación de los 6 pozos sépticos que quedarán funcionando en el sistema de saneamiento proyectado y en la TABLA N° 26 se muestran las especificaciones del pozo séptico proyectado.

FIGURA N°29. SISTEMA DE TRATAMIENTO INTEGRADO INDEPENDIENTE PROYECTADO

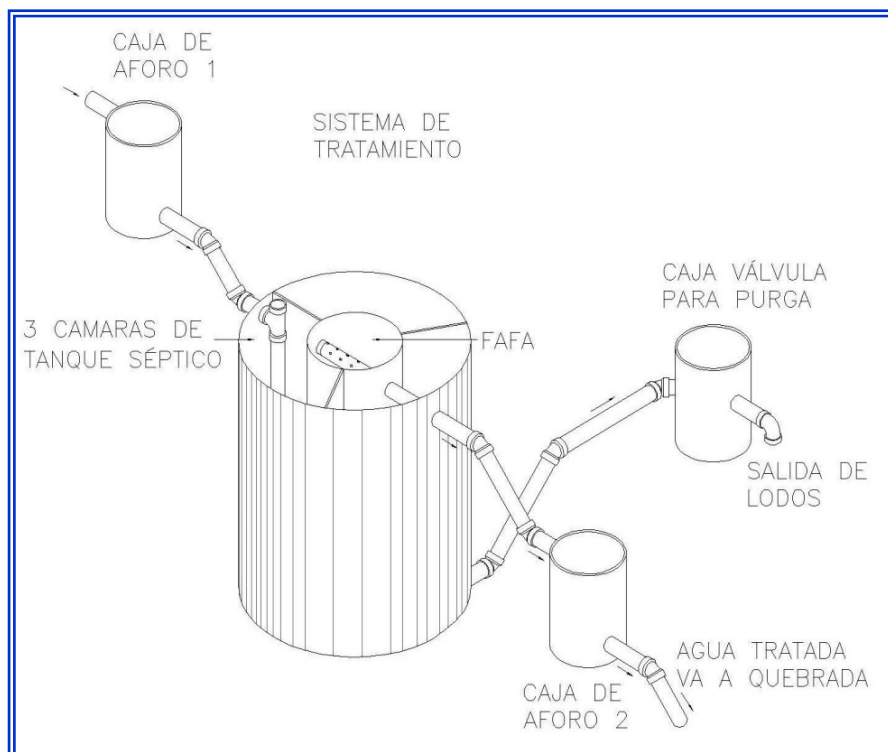
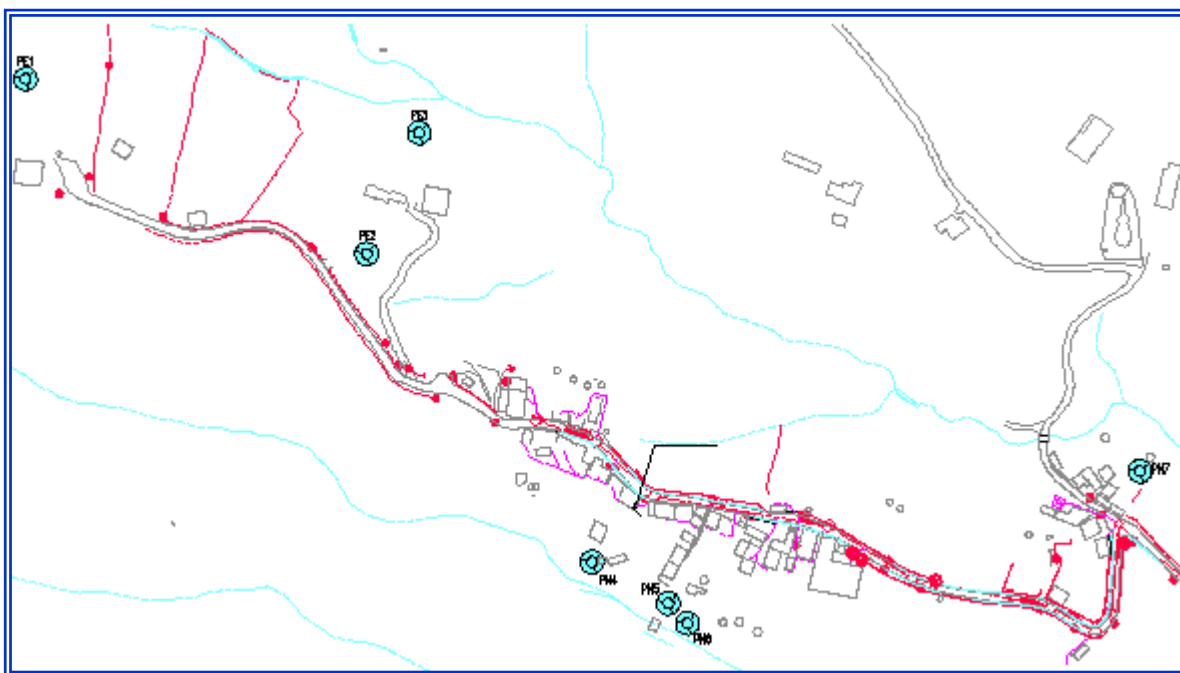


**TABLA N° 26.ESPECIFICACIONES DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO INTEGRADO
INDEPENDIENTE**

Especificaciones	Dimensión/valor
Número de módulos	1
Tiempo de detención hidráulico tanque séptico	24 horas
Tiempo de detención hidráulico FAFA	5,25 horas
Diámetro FAFA (m)	0,55 m
Diámetro total sistema (m)	1,2 m
Altura útil tanque (m)	1,35 m
Borde libre (m)	0,15 m
Número de cámaras	3
Interconexión cámaras	Tubería de PVC Ø 4"
Entrada agua residual	Tubería de PVC Ø 4"
Salida agua tratada	Tubería de PVC Ø 2"
Purga de lodos	Tubería de PVC Ø 3"

**FIGURA N°30. LOCALIZACIÓN DE LOS SISTEMAS SÉPTICOS
PROYECTADOS**



6.4 RESUMEN DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO

Actualmente el sector no cuenta con un sistema de recolección del agua residual ni con un sistema de tratamiento que abarque al 100% de la población, sólo el 28% cuenta con una alternativa de saneamiento como lo es el tanque séptico, razón por la cual se proyectó la recolección del agua residual con colectores con el objetivo de interceptar todas las salidas de agua residual existentes y llevarlas por gravedad a la red de alcantarillado convencional proyectada, por otro lado a aquellas viviendas que por topografía no pueden ser conectadas al alcantarillado serán provistas de sistemas de tratamiento independientes, todo esto con el fin de lograr cobertura del 100% en saneamiento básico en el sector.

A continuación se presenta un resumen de la condición actual del saneamiento y las obras que fueron proyectadas.

6.4.1 Condición actual

En el momento existen 18 tanques sépticos en fibra de vidrio que abarcan 34 de las 125 viviendas existentes, la mayoría de estos son de diámetro de 1,3 metros, aunque existen algunos de 1,6m y con un poco más de 6 años de instalación, muchos de ellos no funcionan adecuadamente por falta de un buen mantenimiento periódico.

6.4.2 Condición futura

Se proyectó un sistema combinado que incluye colectores y redes secundarias de alcantarillado convencional con tramos de alcantarillado no convencional por la parte trasera de las viviendas, a lo cual se le suma la optimización de tres pozos sépticos y la instalación de otros tres pozos nuevos.

El sistema de alcantarillado convencional está proyectado por todo el eje de la vía que atraviesa el sector desde la parte alta hasta la parte baja, serán 31 cámaras nuevas y 31 tramos, que posteriormente descargarán en una red de alcantarillado existente de EPM.

El alcantarillado no convencional constará de 16 colectores de tubería de PVC-S con el fin de interceptar las salidas de las aguas residuales de las viviendas y conducir las por gravedad a la red de alcantarillado convencional.

Los pozos sépticos están proyectados para 15 viviendas de la zona, 3 de ellos son existentes de diámetro 1,3 metros, los 4 restantes serán sistemas nuevos con diámetro 1,2 y 1,6 metros y con capacidad hidráulica suficiente para atender las descargas de cada vivienda.

7. RESUMEN DE OBRAS E INVERSIONES PARA EL SISTEMA DE SANEAMIENTO

Definido el conjunto de obras y medidas para la recolección y tratamiento de las aguas residuales en el sector Las camelias, en la TABLA N° 27 se resumen los costos de las inversiones requeridas para la ejecución del proyecto, la cual indica que el costo total del proyecto de saneamiento es de mil ciento sesenta y nueve millones trescientos cuarenta y tres mil sesenta y tres pesos (\$).1.169.343.063.

TABLA N° 27. RESUMEN DE INVERSIONES DEL TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL

ITEM	DESCRIPCIÓN DE LA OBRA	COSTO TOTAL (\$)
1	Construcción de red de alcantarillado convencional	\$ 1.008.212.948,00
2	Construcción de red de alcantarillado no convencional	\$ 131.747.864
3	Optimización de tres sistemas de tratamiento integrado independiente existentes	\$ 4.846.524
4	Instalación de tres sistemas de tratamiento integrado independiente (Incluye tuberías de conexión y descarga)	\$ 24.535.727
COSTO TOTAL SANEAMIENTO		\$ 1.169.343.063

BIBLIOGRAFÍA

REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO
- **RAS/2000**, Dirección General de Agua Potable y Saneamiento Básico, del Ministerio de
Desarrollo; Bogotá 2000.

ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Teoría y Práctica de la Purificación del Agua,
Tomo I, Ed. McGraw-Hill, Bogotá, 2000.

AZEVEDO NETTO, de J.M. y **ALVAREZ ACOSTA**, Guillermo. Manual de Hidráulica, Ed.
HARLA S.A. DE C.V., México, 1976.

ROMERO CORCHO Freddy Hernán y **DUQUE SERNA**, José Ignacio. Acueductos Teoría y
Diseño, centro de Investigaciones Universidad de Medellín; Medellín, 1993.

PÉREZ PARRA, Jorge Arturo. Manual de Potabilización del Agua, Universidad Nacional de
Colombia - Seccional Medellín; Medellín, 1990.

GOBERNACION DE ANTIOQUIA. <http://www.medellin.gov.co/>