DISEÑO HIDRÁULICO, SANITARIO Y DRENAJES

CONSTRUCCIÓN DE CANCHA DE FÚTBOL EN EL MUNICIPIO DE VILLANUEVA - BOLÍVAR

INFORME TÉCNICO

CONTRATANTE

--

GOBERNACION DE BOLIVAR

CONSULTOR

ERICK HERNANDEZ PASTRANA
ALVARO UCROS SIERRA

Fecha: ABRIL 2024

Actualización de identificación y descarga: septiembre de 2026

GRUPO DE TRABAJO



Erick Hernández Pastrana
Ing. Civil, Esp. Gerencia de Proyectos



Álvaro Ucros Sierra
Ing. Civil, Esp. en Recursos Hidráulicos y Medio Ambiente

IDENTIFICACIÓN DEL PROYECTO

CONSTRUCCIÓN DE CANCHA DE FÚTBOL EN EL MUNICIPIO DE VILLANUEVA - BOLÍVAR

El memorial de responsabilidad profesional se presenta como documento independiente para revisión y firma del diseñador.

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN 6

1.1 Generalidades 6

1.2 Localización del proyecto 6

1.3 Alcance del proyecto 7

2 ANÁLISIS NORMATIVO 8

2.1 Normativa para redes de agua potable 8

3 SISTEMA DE SUMINISTRO Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE 9

3.1 Sistema de abastecimiento de agua potable 9

3.2 Estimación de consumos 9

3.3 Volumen de tanque de almacenamiento 10

3.4 Diseño de acometidas para llenado de tanque bajo 10

3.5 Pérdidas en acometida desde conexión a red pública 11

4 DISEÑO HIDRÁULICO DEL SUMINISTRO DE AGUA POTABLE 12

4.1 Cálculo de los caudales 12

4.2 Selección del medidor general 13

4.3 Bomba de suministro 14

4.4 Volumen de tanque hidroneumático 15

5 DISEÑO DEL SISTEMA DE EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES 16

5.1 Consideraciones de diseño 16

5.2 Desagüe de aguas negras 17

5.3 Diseño de la red de aguas residuales en primer piso 19

5.3.1 Velocidad mínima y máxima 19

5.3.2 Fuerza tractiva 19

5.3.3 Profundidad de diseño 19

5.3.4 Registros de inspección 19

5.3.5 Dimensionamiento de redes del primer piso 20

5.4 Sistema de ventilación 20

TABLA DE CONTENIDO (continuación)

6 TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN SIN ALCANTARILLADO 22

6.1 Condiciones del proyecto y criterio de solución 22

6.2 Bases de demanda 22

6.3 Evaluación técnica y económica de alternativas 23

6.4 Tratamiento previo y comprobación de conducción 24

6.5 Depósito DR-01: volumen y operación 25

6.6 Detalle constructivo, implantación y destino externo 26

6.7 Estimación de inversión y gasto de operación 27

6.8 Sensibilidad económica y alternativa de ahorro 28

6.9 Permisos, contratación y puesta en servicio 29

6.10 Referencias y alcance de la información 29

7 DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE DE AGUAS LLUVIAS 30

7.1 Análisis hidrológico 30

7.1.1 Morfometría de la cuenca 30

7.1.2 Coeficiente de escorrentía 30

7.1.3 Tiempo de concentración 31

7.1.4 Determinación del periodo de retorno 31

7.1.5 Estimación de la intensidad de la lluvia 32

7.1.6 Estimación de caudales máximos 32

7.2 Diseño hidráulico 33

7.2.1 Parámetros de diseño 33

7.2.2 Diseño de sección hidráulica 36

8 BIBLIOGRAFÍA 37

LISTA DE TABLAS

Tabla 3-1. Consumos para fines públicos 9

Tabla 3-2. Consumos del proyecto 9

Tabla 3-3. Volumen mínimo de almacenamiento 10

Tabla 3-4. Dimensionamiento del tanque requerido 10

Tabla 3-5. Acometida desde la red de agua potable 10

Tabla 3-6. Pérdidas por fricción en acometida 11

Tabla 3-7. Pérdida en el medidor 11

Tabla 4-1. Criterios de suministro a aparatos 12

Tabla 4-2. Valores de carga de los aparatos 13

Tabla 4-3. Caudal para el medidor general 13

Tabla 4-4. Especificaciones del medidor 14

Tabla 4-5. Ruta crítica hasta el aparato más desfavorable 14

Tabla 4-6. Equipo de bombeo 15

Tabla 4-7. Características del tanque hidroneumático 16

Tabla 5-1. Unidades de desagüe 18

Tabla 5-2. Tramos de red interna hasta el tratamiento 20

Tabla 5-3. Comprobación hidráulica de la red interna 20

Tabla 5-4. Dimensiones de ventilación 21

Capítulo 6. Bases de demanda 22

Capítulo 6. Evaluación de alternativas 23

Capítulo 6. Comprobación de conducción 24

Capítulo 6. Control del volumen de almacenamiento 25

Capítulo 6. Componentes y controles de instalación 26

Capítulo 6. Provisiones de inversión 27

Capítulo 6. Escenarios de gasto operativo 28

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1. Localización del proyecto en el municipio del municipio de villanueva. *6*
Figura 4-1. Detalle de registros de inspección de paso. *20*
Figura 5. Cuencas o áreas aferentes en zona de estudio. .....
Figura 6. Coeficientes de rugosidad de Manning (Chow, 1994). 35

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

A continuación, se presenta la memoria técnica de diseño de las instalaciones hidráulicas y sanitarias, los sistemas de almacenamiento y bombeo, el sistema de drenajes de aguas lluvias de la cancha de futbol sintética a construir en el municipio de Villanueva Bolívar. Para esto se tienen en cuenta las recomendaciones del Código Colombiano de Fontanería (NTC 1500) Tercera Actualización y el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000).

1.2 Localización del proyecto

El complejo deportivo se encuentra ubicado entre la vía santa rosa de lima – Villanueva en el municipio de Villanueva Bolívar. En la Figura 1-1 se muestra la localización del proyecto. La imagen es tomada del software Google Earth.



Figura 1-1. Localización del proyecto en el municipio Villanueva Bolívar.

1.3 ALCANCE DEL PROYECTO

El alcance del proyecto comprende las siguientes actividades.

- Diseño de las redes de suministro de agua potable.
- Diseño del sistema de almacenamiento de agua potable.
- Diseño del sistema de bombeo de agua potable.
- Diseño de las redes de evacuación de aguas servidas.
- Diseño del drenaje de la cancha sintética.

El alcance sanitario incluye tratamiento séptico con FAFA, inspección y muestreo, depósito estanco del efluente y entrega mediante retiro programado a una instalación externa de tratamiento habilitada. El proyecto no se conecta a alcantarillado municipal. Véanse capítulo 6 y plano A-5.

2 ANÁLISIS NORMATIVO

2.1 NORMATIVA PARA REDES DE AGUA POTABLE

Para el diseño de las redes hidráulicas se tienen en cuenta las siguientes referencias normativas aplicables en su versión vigente o reglamentación que las modifique, sustituya o adicione.

- **Resolución 1096 de 2000**. Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS 2000, versión vigente y sus posteriores actualizaciones (Ministerio de desarrollo económico, 2000).

- **Resolución 0330 de 2017.** Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS y se derogan las resoluciones 1096 de 2000, 0424 de 2001, 0668 de 2003, 1459 de 2005, 1447 de 2005 y 2320 de 2009. reglamenta los requisitos técnicos que se deben cumplir en las etapas de planeación, diseño, construcción, puesta en marcha, operación, mantenimiento y rehabilitación de la infraestructura relacionada con los servicios públicos domiciliarios de acueducto, alcantarillado y aseo (Ministerio de vivienda, ciudad y territorio, 2017).

- **NTC 1500. Código colombiano de instalaciones hidráulicas y sanitarias. Tercera Actualización.** Establece los requisitos mínimos para garantizar el correcto funcionamiento de los sistemas de abastecimiento de agua potable, proporciona las directrices y los requisitos mínimos que deben cumplir las instalaciones hidráulicas, los sistemas de desagüe de aguas residuales y lluvias, los sistemas de ventilación y aparatos y quipos necesarios para el funcionamiento y uso de dichos sistemas. Esta norma técnica es aplicable en la construcción, instalación, modificación, reparación, reubicación, reemplazo, adición, uso o mantenimiento de las instalaciones hidráulicas y sanitarias dentro de las edificaciones (Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación -ICONTEC-, 2017).

3 SISTEMA DE SUMINISTRO Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

3.1 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Para el diseño del sistema de almacenamiento y abastecimiento de agua potable para todas las zonas y aparatos sanitarios del proyecto se tuvo en cuenta el consumo diario aproximado en las instalaciones del mismo, de acuerdo al tipo de ocupación y características de las instalaciones.

3.2 Estimación de consumos

Para estimar el consumo diario se adopta una dotación de 25 L/asistente/día y la base equivalente de 808 asistentes por día consignada en la tabla 3-2, con un consumo de 20,20 m³/día. Esta base de demanda hidráulica no constituye una certificación del aforo arquitectónico. El aporte residual de tratamiento se determina aplicando el coeficiente de retorno del capítulo 6.

Tabla 3-1. Consumos para fines públicos.

Tipo de instalación	Consumo de agua
Entretenimiento (teatros públicos)	6 L/asiento/día
Deportes al aire libre, con baño y vestidores	150 L/asistente/día
Recreación social (deportivos municipales)	25 L/asistente/día

Fuente. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, 2010.

Tabla 3-2. Consumos para el proyecto.

CONSUMOS			
Descripción	Dotación	Número de asistentes	Consumo
	[L/asistente/día]	[Unidad]	[m^3/día]
Asistentes	25	808	20
CONSUMO TOTAL		[m^3/día]	20
CONSUMO TOTAL		[m^3/mes]	626

De acuerdo a los resultados obtenidos de la tabla anterior, se tiene que para el proyecto el consumo estimado de agua potable es de 20.2 m^3/día.

3.3 Volumen de tanque de almacenamiento

El almacenamiento de agua potable se recomienda para mínimo un día de consumo para garantizar el suministro constante al proyecto las veces que por algún motivo ajeno al proyecto haya racionamiento del servicio o mantenimiento del mismo.

El suministro de agua para el proyecto será realizado a través de las instalaciones hidráulicas que serán conectadas al tanque de almacenamiento que serán abastecido de la red pública de agua potable. A continuación, se muestra el almacenamiento total del proyecto.
Cabe resaltar que dentro del volumen que se muestra a continuación, se incluye el volumen requerido para el sistema contra incendios.

Tabla 3-3. Cálculos para volumen mínimo de almacenamiento.

Consumo diario	Consumo 1 días	Volumen Total
[m^3/día]	[m^3]	[m^3]
20,20	20,20	20,20

Tabla 3-4. Dimensionamiento de tanque requerido.

Tanque bajo						
Volumen diseño	Largo	Ancho	Altura útil	Borde libre	Altura total	Volumen
[m^3]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m^3]
20,20	4,00	2,50	2,02	0,20	2,22	20,20

3.4 Diseño de acometidas para llenado de tanque bajo

Para garantizar la cantidad de agua requerida para los consumos estimados en el presente proyecto, es necesario contar con una red que suministre un caudal considerable a los tanques de almacenamiento. De acuerdo a lo anterior, a continuación, se muestra el diseño de la tubería de suministro a los tanques desde la red pública de agua potable.

Tabla 3-5. Red de suministro hacia los tanques de almacenamiento desde red pública.

Volumen	T. de llenado	Caudal	Caudal	Velocidad	Área	Ø calculado	Ø calculado	Ø redondead	V Real
	horas	m^3/h	lps	m/s	m^2	m	pul	pul	m/s
20,20	4,00	5,05	1,40	1,50	0,00	0,03	1,36	2,00	0,60

Se recomienda una tubería de 2 pulgadas para la acometida principal del proyecto hasta el tanque de almacenamiento.

3.5 Pérdidas en acometida desde conexión a red pública

Para obtener la pérdida total hidráulica desde la conexión a la red pública hasta el tanque de almacenamiento se tuvieron en cuenta las pérdidas por longitud y accesorio, pérdidas en medidor y diferencia en la cabeza estática, como se muestra a continuación.

- Las pérdidas de presión por fricción se calcularon a partir de la fórmula de Flamant, recomendada para diámetros inferiores a 2'', usando un coeficiente de fricción de C = 0.0001 para tuberías en PVC. En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados, aquí son tenidos en cuenta las perdidas por longitud, accesorios y velocidad en todo el tramo.

Tabla 3-6. Pérdidas por fricción en acometida hasta tanque de almacenamiento.

Caudal	Diámetro	Velocidad	hv	C	j (pérd. Unit)	Longitud		Longitud	Longitud	J (pérdida)	Presión
lps	pul	m/s	mca	fricción	m/m	Horiz.	Vert.	Acc.	Total	mca	mca
0,70	2	0,30	0,00	150,0000	0,0020	46,00	1,00	12,12	59,12	0,12	1,12

Pérdida totales = J + hv = 1.05 mca.

- Las pérdidas en el medidor dependen del tipo de medidor escogido, según las especificaciones del mismo y le caudal que pasa por la acometida del servicio de agua potable hasta el tanque de almacenamiento. La pérdida genera en el medidor se calculó de acuerdo a la siguiente expresión: $10*(Qd/Qn)^2$.

Tabla 3-7. Pérdida en el medidor.

Tipo de medidor	Volumen	Tiempo llenado	Caudal de distribución			Diámetro de Medidor	Caudal Nominal	Pérdida medidor de volumen (disco)
	[m^3]	[hora]	[lps]	[m^3/h]	[l/h]	[in]	[m^3/h]	[m]
volumen	20,20	4,00	1,40	5,05	5.050,00	1 1/2	10	0,84

Nota. En el siguiente capítulo se muestra más detalladamente el cálculo de los medidores empleados.

Diferencia de cabeza estática o diferencia de cota es de 1 metros, desde la conexión a la red pública hasta la ubicación del llenado del tanque.

- De lo anterior, la perdida hidráulica total desde la conexión a la red municipal hasta el tanque de almacenamiento es la siguiente:

  Pérdidas totales = pérdidas por fricción + pérdida por medidor + cabeza estática.
  Pérdidas totales = 1.05m + 1.14m + 1.0m = 3.14 mca.

De lo anterior se puede concluir que se requiere una presión de mínimo 3.14 mca en la tubería pública que alimentará la acometida en el punto de conexión con esta, valor que es inferior a la presión de 15 mca que debe garantizar el acueducto municipal.

4 DISEÑO HIDRÁULICO SISTEMA DE SUMINISTRO AGUA POTABLE

4.1 Cálculo de los caudales

Para el cálculo de los caudales se utilizó la metodología descrita en la NTC 1500 Tercera Actualización (tablas B.1.3.3(2) y B.1.3.3(3)), la cual relaciona cada aparato a un caudal determinado.

Tabla 4-1. Criterios de diseño del sistema de distribución de agua. Capacidad requerida en la tubería de salida para el suministro al aparato.

Tipo de aparato sanitario	Caudal [a] L/min (gpm)	Presión de flujo kPa (psi)
Bañera. Válvula mezcladora balance de presión, termostáticas o de combinación balance de presión/termostática	15 (4)	138 (20)
Bidé, válvula de mezclado termostática	8 (2)	138 (20)
Accesorio de combinación	15 (4)	55 (8)
Lavavajillas doméstico	10 (2.75)	55 (8)
Bebedero	3 (0.75)	55 (8)
Lavadero	15 (4)	55 (8)
Lavamanos	8 (2)	55 (8)
Ducha	11 (3)	55 (8)
Ducha, con válvula de mezclado de presión balanceada, termostática, o combinada de presión balanceada/termostática	11 (3)	138 (20)
Grifería de manguera	19 (5)	55 (8)
Poceta residencial	9 (2.5)	55 (8)
Poceta de servicio	11 (3)	55 (8)
Orinal de válvula	45 (12)	172 (25)
Inodoro de desboque o arrastre con válvula fluxómetro	95 (25)	310 (25)
Inodoro, tanque fluxómetro	6 (1.6)	138 (20)
Inodoro, sifónico, válvula de fluxómetro	95 (25)	241 (35)
Inodoro, tanque cierre acoplado	11 (3)	138 (20)
Inodoro, tanque una pieza	23 (6)	138 (20)
Factores de conversión: 1kPa=0.14 psi 1 L/min=0.26 galón por minuto [a] Para requisitos adicionales de caudales y presión, véase el numeral 7.4.4.		

Fuente. (Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación -ICONTEC-, 2017).

Para el cálculo de los caudales se utilizará el método de Hunter modificado, el cual relaciona el mismo con el gasto máximo demandado por los equipos sanitarios, las unidades de consumo vienen dadas según la ocupación (público o privada) y según el tipo de control del suministro (con fluxómetro o grifo) y se encuentran establecidas según la Tabla B.1.3.3 (2) de la NTC 1500 (Tercera actualización).

Tabla 4-2. Valores de carga asignados a los aparatos del proyecto.

Aparato	Uso	Tipo de control de suministro	Valores de carga, en unidades de aparato de suministro de agua (w.s.f.u)		
			Fría	Caliente	Total
Lavaplatos	Hotel/restaurante	Grifo	3.00	3.00	4.00
Lavamanos	Público	Grifo	1.50	1.50	2.00
Poceta de servicio	Oficinas, etc.	Grifo	2.25	2.25	3.00
Regadera	Público	Válvula mezcladora	3.00	3.00	4.00
Orinal	Público	Tanque de descarga	3.00	-	3.00
Inodoro	Público	Válvula de fluxómetro	10.00	-	10.00
Inodoro	Público o privado	Válvula de fluxómetro	2.00	-	2.00

Fuente. (Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación -ICONTEC-, 2017).

4.2 Selección del medidor general

A continuación, se muestra el cálculo del caudal que pasa por el medidor general del proyecto, y de acuerdo a esto se selecciona el medidor del diámetro adecuado.

Tabla 4-3. Caudal para medidor general.

Caudal de distribución			Diámetro de Medidor	Caudal Nominal	Pérdida medidor de volumen (disco)
[lps]	[m^3/h]	[l/h]	[in]	[m^3/h]	[m]
1,40	5,05	5.050,00	1 1/2	10	0,84

Se propone la instalación de un medidor de 1 1/2”, para esto se chequea el caudal de diseño en la acometida del proyecto con el nominal (Qn), caudal máximo (max) y caudal mínimo (Qmin), los cuales deberán estar dentro de los rangos del medidor mecánico de 1 1/2” según el fabricante.

Tabla 4-4. Especificaciones de medidor.

CALIBRE		NOMINAL CAUDAL Qn	CAUDAL MÁXIMO Qmáx	CAUDAL TRANSICIÓN Qt (Clase B/C)		CAUDAL TRANSICIÓN Qmin (Clase B/C)		DE TRABAJO PRESIÓN	LECTURA MÍNIMA	LECTURA MÁXIMA
mm	pulg	l/h	l/h	l/h		l/h		bar		m^3
15	1/2"	1500	3000	120	22,5	30	15	16	0,05	99999
20	3/4"	2500	5000	200	37,5	50	25	16	0,05	99999
25	1"	3500	7000	280	52,5	70	35	16	0,05	99999
32	1 1/4"	6000	12000	480	90	120	60	16	0,05	99999
40	**1 1/2"**	**10000**	**20000**	**800**	**150**	**200**	**100**	**16**	**0,05**	**999999**
50	2"	15000	30000	3000	225	450	90	16	0,05	999999

4.3 Bomba de suministro

El suministro de agua a los aparatos sanitarios se hará desde el tanque de almacenamiento con equipo de bombeo y sistema hidroneumático para garantizar las presiones mínimas requeridas en los aparatos.

La potencia del equipo de bombeo está dada por la expresión:

$$P = 1.15 * \frac{Q\gamma Hd}{76\eta}$$

Donde:
γ: Densidad del agua= 1.0 gr / cc
η: Eficiencia= 0.65

Para determinar la cabeza dinámica total del equipo de bombeo requerido y los caudales de suministro se realizó el cálculo de la ruta crítica hasta el aparato más desfavorable (sanitario con una presión recomendada según NTC 1500 de 20psi.). En la Tabla 4-5 se muestra un resumen de la tabla de pérdidas y en los anexos se muestra la tabla completa.

Tabla 4-5. Ruta crítica hasta aparato más desfavorable.

Tramo		Unidades		Caudal		Ø nominal	Velocidad	hv	j	L_H	L_V	$L_{accesorios}$	L_{total}	J (pérdida)	Presión
		Tramo	Acum.	[lps]	[m^3/s]	[in]	[m/s]	[m.c.a]	[m/m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m.c.a]	[m.c.a]
1															
GARITA	1	8,90	8,90	1,54	0,002	1 1/4	1,35	0,09	0,0400	25,00	5,00	1,85	31,85	1,27	6,37
1	2	15,80	24,70	2,41	0,002	1 1/2	1,61	0,13	0,0458	3,00		5,78	8,78	0,40	6,90
2	3	30,90	55,60	3,30	0,003	2	1,41	0,10	0,0354	20,00		2,87	22,87	0,81	7,81
3	4	25,80	81,40	3,89	0,004	2	1,66	0,14	0,0481	30,00		3,28	33,28	1,60	9,55
4	5	6,90	88,30	4,03	0,004	2	1,72	0,15	0,0513	50,00		2,87	52,87	2,71	12,41
5	6	13,80	102,10	4,28	0,004	2	1,83	0,17	0,0575	30,00		3,28	33,28	1,91	14,50
6	7	2,90	105,00	4,33	0,004	2	1,85	0,17	0,0587	25,00		2,87	27,87	1,64	16,31
7	8	21,90	126,90	4,68	0,005	2	2,00	0,20	0,0677	20,00		3,28	23,28	1,58	18,09

Para el sistema de bombeo requerido se tienen en cuenta las siguientes consideraciones:
Caudal = caudal determinado de acuerdo a ruta crítica para el suministro a los aparatos mas alejados = 4.68 lps.

Cabeza dinámica: 8,64 mca.

Pad = Presión requerida en aparato más alejado (Sanitario tanque) = 20 psi.
(Se tomó este valor por sugerencia de la NTC 1500)

El cálculo de las pérdidas completo se muestra en los anexos. En la Tabla 4-6 se muestran los cálculos realizados para la bomba empleada.

Tabla 4-6. Equipo de bombeo desde tanques hasta aparato más desfavorable.

Caudal	CDT (cálculada)	CDT (recomendada)	Eficiencia	Potencia
lps	m	m	%	Hp
4,68	18,09	28,00	60%	3,0

Los valores anteriormente mostrados para la potencia del equipo de bombeo corresponden a un cálculo teórico empleando las características mínimas de caudal y cabeza dinámica que se deben cumplir. No obstante, lo anterior, se recomienda escoger el tipo de bomba según las características y curvas de rendimiento propias de cada proveedor, garantizando los valores mínimos recomendados para la cabeza dinámica total y el caudal.

La cabeza dinámica recomendada obedece al cálculo del hidroneumático en la siguiente sección, correspondiente a la presión máxima del rango de operación del hidroneumático, que para este caso es de 20-40 psi.

4.4 Volumen de tanque hidroneumático.

Con el fin de optimizar el volumen del tanque hidroneumático, se siguió la metodología propuesta Héctor Alfonso Rodríguez Díaz en su libro "*Diseños hidráulicos, sanitarios y de gas en edificaciones"*. De acuerdo con esta metodología el volumen del hidroneumático se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{15 Q_b P_1}{K N_c (P_1 - P_2)}$$

Siendo Q_b el caudal de la bomba en litros/minutos, P_1 la presión máxima absoluta en el tanque en atmósferas, P_2 es la presión mínima absoluta en el tanque en atmósferas, K es la fracción que representa el volumen útil del volumen total y que oscila entre el 70 y 90 % y N_c el número de arranques de la bomba en una hora. Al realizar un análisis de pérdidas hasta el aparato más desfavorable y la diferencia de nivel entre el equipo de bombeo y el aparato más desfavorable se obtuvo la presión mínima exigible para la operación del tanque y con

base en esta la presión máxima tal como se muestra en la siguiente tabla. De acuerdo con las recomendaciones de Rodríguez (2005) para la potencia de 8 HP se asume un tiempo de arranque de la bomba de 3.0 minutos.

Tabla 4-7. Características del tanque hidroneumático para abastecimiento de la red hidráulica.

Qb	Pmín		Pmáx		K	Tc	Nc	Volumen
lps	psi	atm	psi	atm		min		Lts
4,68	20,0	1,4	40,0	2,7	0,8	1,8	33,3	315,8

Con base en los resultados anteriores se sugiere utilizar uno o varios tanques hidroneumáticos con un volumen de mínimo 300 litros y graduarse para un rango de presión: 20-40 psi.

Adicional a lo anterior, también es posible remplazar toda la configuración anterior por un sistema con variador de velocidad, que optimice los consumos del proyecto, tanto de agua como de energía eléctrica.

5 DISEÑO SISTEMA DE EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES

El sistema sanitario recoge las aguas residuales mediante tuberías y registros internos y las conduce al conjunto séptico-FAFA. El efluente pasa por CM-01 al depósito estanco DR-01 para retiro programado y tratamiento externo, según el capítulo 6 y el plano A-5.

5.1 Consideraciones de diseño

Para el diseño de las redes de aguas residuales se tendrá en cuenta los siguientes criterios:

- Para el diseño de las redes sanitarias se tendrán en cuenta las unidades de desagüe para cada tipo de aparato sanitario de acuerdo con la Tabla 8.9.1. de la NTC 1500 (Tercera actualización).
- Para el dimensionamiento de los desagües de cada aparato se acogerán las recomendaciones de la dimensión mínima de la Tabla 8.9.1. de la NTC 1500 y las características de los aparatos sanitarios que se instalaran en el proyecto.
- Los accesorios a instalar deben garantizar la continuidad del flujo, los cambios de dirección deben realizarse con accesorios instalados conforme a la Tabla 8.6.3. de la NTC 1500.
- Para el cálculo del diámetro de la tubería de desagüe y alcantarillado que conforman la red de evacuación de aguas residuales en el proyecto se tendrá en cuenta el número máximo de unidades de desagüe de aparatos conectados establecidos en la Tabla 8.10.1. (1) de la NTC 1500. Para el cálculo del diámetro de la tubería que conforman los ramales horizontales y las bajantes verticales se tendrán en cuenta el número

máximo de unidades de desagüe de aparatos conectados establecidos en la Tabla 8.10.1. (2) de la NTC 1500.

- La pendiente de la tubería sanitaria horizontal que permite la conducción de las aguas residuales entre registros de inspección debe contar con una capacidad de evacuar el caudal de diseño, con una velocidad entre 0.60 m/s y 5 m/s o mínimo una fuerza tractiva de 0.15 kg/m^2.

- Se instalarán puntos de inspección en la base de las bajantes sanitarias y en los cambios de dirección mayores a 45 grados.

- Se instalarán trampas de grasas en el desagüe de los aparatos o equipos con residuos cargados con grasa ubicados en las áreas de preparación de alimentos de las cocinas.

El sistema de evacuación de aguas residuales se realizará mediante un sistema de alcantarillado convencional, por medio de registros sanitarios en el interior de las instalaciones proyecto.

Para efecto de diseño se acogen las **Normas, Especificaciones y Recomendaciones suministradas por el RAS 2000** y el **Código Colombiano de Fontanería (NTC 1500)**. Las redes fueron diseñadas teniendo en cuenta las siguientes variables: caudal, velocidad, pendiente, diámetro, radio hidráulico, coeficiente de rugosidad y fuerza tractiva; atendiendo a los requerimientos mínimos exigidos en las normas para cada uno de ellos.

5.2 Desagüe de aguas negras

Los caudales de aguas negras aportados por cada aparato sanitario se determinan por el Método de **unidades sanitarias de descarga**, siendo esta la base para el diseño de las redes internas de la edificación.

Para calcular el caudal que debe ser transportado por un tramo de la red sanitaria o un ramal de desagüe se determina el número de aparatos sanitarios que son descargados en dicho tramo, se suma las unidades de descarga y se estima el caudal que se va a transportar. Para el caudal en una bajante se suman los flujos en los ramales que se conectan a estas, teniendo en cuenta la interferencia de los ramales con el anillo de agua que va descendiendo. La norma NTC 1500 en su Tabla 8.9.1 indica cuales con los valores unitarios de desagüe (ver Tabla 5-1) para cada uno de los aparatos sanitarios designando de esta manera la carga relativa que debe ser utilizada en la estimación de los caudales totales.

Tabla 5-1. Unidades de desagüe de aparatos Individuales y en grupo.

Tipo de aparato sanitario	Valor unitario de desagüe de aparato como factor de carga	Dimensión mínima del sifón (pulgadas)
Máquina automática de lavar ropa, comercial [a, g]	3	(2)
Máquina automática de lavar ropa, residencial [g]	2	(2)
Grupos sanitarios como se define en el numeral 3.2 6.06 lpf (1.6 gpd inodoro) [f]	5	-
Grupos sanitarios como se define en el numeral 3.2 6.06 lpf (1.6 gpd inodoro) [f]	6	-
Bañera [b] (con o sin regadera o accesorios de hidromasaje)	2	(1 ½)
Bidé	1	(1 ¼)
Combinación de poceta y bandeja	2	(1 ½)
Lavamanos dental	1	(1 ¼)
Unidad o escupidera dentales	1	(1 ¼)
Lavadora para platos, domésticas	2	(1 ½)
Bebedero	1/2	(1 ¼)
Desagüe de emergencia para pisos	0	(2)
Desagües de piso	2[h]	(2)
Poceta de piso	h	(2)
Lavaplatos, doméstico	2	(1 ½)
Lavaplatos con triturador de vertimientos y/o lavavajillas	2	(1 ½)
Bandeja para lavar ropa (1 ó 2 compartimientos)	2	(1 ½)
Lavamanos	1	(1 ¼)
Ducha (basado en el gasto total nominal a través de regaderas y duchas de mano) Gasto nominal:		
0.36 L/s (5.7 gpm) o menos	2	(1 ½)
Más de 0.36 L/s hasta 0.78 L/s (Más de 5.7 gpm hasta 12.3 gpm)	3	(2)
Más de 0.78 L/s hasta 1.63 L/s (Más de 12.37 gpm hasta 25.8 gpm)	5	(3)
Más de 1.63 L/s hasta 3.51 L/s (Más de 25.8 gpm hasta 55.6 gpm)	6	(4)
Poceta de servicio	2	(1 ½)
Poceta	2	(1 ½)
Orinal	4	[d]
Orinal, 1 galón por descarga o menos	2[e]	[d]
Orinal, sin suministro de agua	1/2	[d]
Poceta de aseo (circular o múltiples) cada juego de grifos	2	(1 ½)
Inodoro, tanque fluxómetro, público o privado	4[e]	[d]
Inodoro, privado (1.6 gpd)	3[e]	[d]
Inodoro, privado (lavado mayor a 1.6 gpd)	4[e]	[d]
Inodoro, público (1.6 gpd)	4[e]	[d]
Inodoro, público (lavado mayor a 1.6 gpd)	6[e]	[d]

Factores de conversión: 1 L= 0.3 galón (gpd = galones por descarga).

a. Para (sifones) mayores de 3 pulgadas, use Tabla 8.9.2.

b. Una regadera sobre una bañera o una bañera de hidromasaje no aumenta el valor unitario de desagüe del aparato.

c. Véase los numerales 8.9.2 a 8.9.4.1 para métodos de cálculo del valor unitario de desagüe de aparatos no incluidos en esta tabla o para las velocidades de dispositivos con gastos Intermitentes.

d. La dimensión del (sifón) debe ser consistente con la dimensión de la boca de salida del aparato.

e. Con el propósito de calcular las cargas en las redes y desagüe de edificaciones, los inodoros y orinales no se deben medir en una unidad de aparato de desagüe más baja, a menos que valores más bajos sean confirmados por ensayos.

f. Para aparatos agregados a grupos sanitarios de unidades habitacionales, agregar el valor unidad de aparato de desagüe (UAD) De aquellos aparatos agregados al total del grupo de aparatos sanitarios.
g. Véase el numeral 5.6.3. para requerimientos de tamaño para desagüe de aparato, desagüe de ramal y desagüe de la bajante de una cañería vertical de un lavarropas automático.
h. Véase los numerales 8.9.4 y 8.9.4.1.

Todos los desagües serán por gravedad utilizando tuberías de PVC sanitarias (PVC-S) interconectadas con cajas de inspección de aguas negras en el primer piso (CAN) de 0,60 x 0,60 m. y con bajantes y accesorios en los niveles superiores. Los diseños de las redes, diámetros y trazados pueden ser observados en los planos anexos.

5.3 Diseño de la red de aguas residuales en primer piso

A continuación, se muestran los parámetros tenidos en cuenta para el cálculo de la red de evacuación de las aguas residuales hasta el tratamiento del proyecto.

5.3.1 Velocidad mínima y máxima

Teniendo como base las normas que reglamentan el diseño de sistemas de alcantarillado, la velocidad mínima real será de 0.5 m/s; y la velocidad máxima real será función del tipo de tubería:
Concreto = 4.0 m/s
PVC = 6.0 m/s

De acuerdo esto los cálculos de velocidad y pérdidas de fricción se llevaron a cabo teniendo en cuenta una velocidad restrictiva de 6.0 m/s correspondiente a una tubería en PVC.

5.3.2 Fuerza tractiva

La fuerza tractiva mínima real será mayor o igual a 0,12 K/m2; garantizando de esta manera la no sedimentación y formación de sulfatos.

5.3.3 Profundidad de diseño

Para el presente proyecto se optó por utilizar profundidades iniciales de 0.4 m desde los primeros registros en la parte interna de las instalaciones y las profundidades de los siguientes atendiendo a las pendientes utilizadas.

5.3.4 Registros de inspección

Se colocarán cámaras de inspección en todo cambio de dirección, pendiente, diámetro, elevación, en los arranques y donde confluyan varios tramos de un mismo sistema de desagüe.

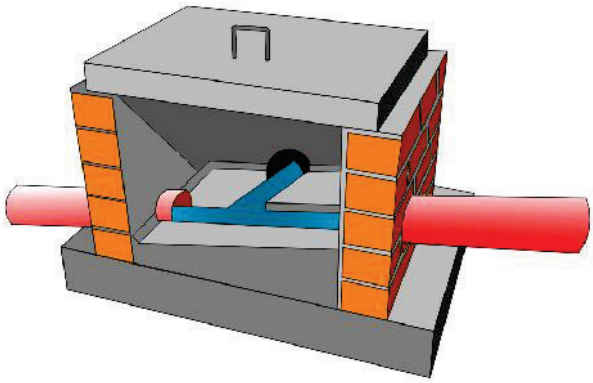


Figura 5-1. Detalle de registros de inspección de paso.

5.3.5 Dimensionamiento de redes de evacuación del primer piso

A continuación, se muestran los cálculos del sistema de evacuación de aguas residuales en el primer piso, se realizó los chequeos de fuerza tractiva, velocidad, caudales, tirante, etc.

Tabla 5-2. Dimensionamiento de las redes del Diseño de red de evacuación de aguas residuales hasta el tratamiento del proyecto.

Tramo		Cota Terreno		Cota Clave		Cota Batea		Profundidad		qdiseño		Longitud
		[Inicial]	[Final]	[Inicial]	[Final]	[Inicial]	[Final]	[Inicial]	[Final]	[lps]	[m^3/s]	[m]
R1	R2	653,40	653,40	653,26	653,15	653,10	652,99	0,30	0,41	1,40	0,00140	22,00
R2	R3	653,40	653,40	653,14	653,00	652,98	652,84	0,42	0,56	1,40	0,00140	28,00
R3	R4	653,40	653,20	652,99	652,87	652,83	652,71	0,57	0,49	1,40	0,00140	24,00
R4	R5	653,20	653,10	652,86	652,82	652,70	652,66	0,50	0,44	2,38	0,00238	8,00
R5	Rex	653,10	653,10	652,81	652,74	652,65	652,58	0,45	0,52	3,80	0,00380	15,00

Tabla 5-3. Relaciones hidráulicas y chequeo de las redes del Diseño de red de evacuación de aguas residuales hasta el tratamiento del proyecto.

Tramo		qdiseño		Longitud	Pendiente		Ø Nominal	n	Y_{max}	Y_{Real}	A_h	P_m	R_h	V_{Real}	Q_{Real}	$Q_{Diseño}$	Fuerza tractiva		Fuerza tractiva (Diseño)	Check Fuerza Tractiva	Check Velocidad
		[lps]	[m^3/s]	[m]	[m/m]	[%]	[in]		[m]	[m]	[m^2]	[m]	[m]	[m/s]	[lps]	[lps]	[Kg/m^2]	[N/m^2]	[Kg/m^2]		
R1	R2	1,40	0,00140	22,00	0,005	0,50	6	0,009	0,1280	**0,0832**	0,0106	0,26	0,04	0,93	9,875	1,402	0,21	2,05	0,15	Ok	Ok
R2	R3	1,40	0,00140	28,00	0,005	0,50	6	0,009	0,1280	**0,0832**	0,0106	0,26	0,04	0,93	9,875	1,402	0,21	2,05	0,15	Ok	Ok
R3	R4	1,40	0,00140	24,00	0,005	0,50	6	0,009	0,1280	**0,0832**	0,0106	0,26	0,04	0,93	9,875	1,402	0,21	2,05	0,15	Ok	Ok
R4	R5	2,38	0,00238	8,00	0,005	0,50	6	0,009	0,1280	**0,0832**	0,0106	0,26	0,04	0,93	9,875	2,379	0,21	2,05	0,15	Ok	Ok
R5	Rex	3,80	0,00380	15,00	0,005	0,50	6	0,009	0,1280	**0,0832**	0,0106	0,26	0,04	0,93	9,875	3,796	0,21	2,05	0,15	Ok	Ok

5.4 Sistema de ventilación

Para evitar el sifonamiento de los aparatos se utilizarán tuberias de ventilación que aseguren el flujo de aire a lo largo de todas las partes del sistema de desagüe por medio de tubos de ventilación.

El diámetro del tubo de ventilación principal se determinará por su longitud total, el diámetro de la bajante de aguas residuales correspondiente y por el total de unidades de

descarga ventiladas, de acuerdo a la tabla 19 de la norma técnica NTC 1500. Para los circuitos de ventilación se utilizó la tabla 21 de la norma NTC 1500.

Tabla 4.4. Dimensiones de tubos de ventilación principales.

Diámetro de la bajante		Unidades de descarga ventiladas	Diámetro requerido para el tubo de ventilación principal							
			38 mm (1½ de pulgada)	51 mm (2 pulgadas)	64 mm (2½ de pulgadas)	76 mm (3 pulgadas)	102 mm (4 pulgadas)	127 mm (5 pulgadas)	152 mm (6 pulgadas)	203 mm (8 pulgadas)
			Longitud máxima del tubo en metros							
38 mm	(1 ½ pulgadas)	8	45,0							
38 mm	(1 ½ pulgadas)	42	9,0	30,0	90,0					
51 mm	(2 pulgadas)	12	23,0	60,0						
51 mm	(2 pulgadas)	20	15,0	45,0						
64 mm	(2 ½ pulgadas)	10	30,0							
76 mm	(3 pulgadas)	10	9,0	30,0	60,0	180,0				
76 mm	(3 pulgadas)	30		18,0	60,0	150,0				
76 mm	(3 pulgadas)	60		15,0	24,0	120,0				
102 mm	(4 pulgadas)	100		11,0	30,0	78,0	300,0			
102 mm	(4 pulgadas)	200		9,0	27,0	75,0	270,0			
102 mm	(4 pulgadas)	500		6,0	21,0	54,0	210,0			
127 mm	(5 pulgadas)	200			11,0	24,0	105,0	300,0		
127 mm	(5 pulgadas)	500			9,0	21,0	90,0	270,0		
127 mm	(5 pulgadas)	1 100			6,0	15,0	60,0	210,0		
152 mm	(6 pulgadas)	350			8,0	15,0	60,0	120,0	390,0	
152 mm	(6 pulgadas)	620			5,0	9,0	38,0	90,0	330,0	
152 mm	(6 pulgadas)	960				7,0	30,0	75,0	300,0	
152 mm	(6 pulgadas)	1 900				6,0	21,0	60,0	210,0	
203 mm	(8 pulgadas)	600					15,0	54,0	150,0	390,0
203 mm	(8 pulgadas)	1 400					12,0	30,0	120,0	360,0
203 mm	(10 pulgadas)	2 200					9,0	24,0	105,0	330,0
203 mm	(10 pulgadas)	3 600					8,0	18,0	75,0	240,0
254 mm	(10 pulgadas)	1 000						23,0	38,0	300,0
254 mm	(10 pulgadas)	2 500						15,0	30,0	150,0
254 mm	(10 pulgadas)	3 800						15,0	24,0	105,0
254 mm		5 600						6,0	18,0	75,0

Para cumplir con los requisitos de ventilación, todas las bajantes de aguas residuales se prolongarán hasta el exterior por encima de la placa de cubierta, con tubería del mismo diámetro.

Las tuberías serán en tubería de PVC conectada al desagüe. El diámetro de las bajantes de ventilación obtenida, según la tabla 19 de la norma NTC 1500, es de 1 ½ ” sin embargo se recomienda emplear tuberías con diámetro de 2”. La ubicación de las tuberias de ventilación aparece en los planos anexos.

6 TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN SIN ALCANTARILLADO

6.1 Condiciones del proyecto y criterio de solución

CONSTRUCCIÓN DE CANCHA DE FÚTBOL EN EL MUNICIPIO DE VILLANUEVA - BOLÍVAR. Conforme a la información suministrada para este ajuste, el proyecto no dispone de alcantarillado sanitario municipal. Se elimina la acometida a red pública y cualquier pozo receptor municipal de la solución.

El estudio geotécnico del estadio identifica suelos predominantemente arcillosos CL y CH, de baja permeabilidad y sensibles al humedecimiento. No detectó nivel freático en la exploración hasta 6 m, pero advierte la posibilidad de saturación temporal. La ausencia de agua durante los sondeos no demuestra capacidad de infiltración ni descarta acumulación estacional [1].

Se adopta para desarrollo técnico y contratación una solución independiente: **red interna → séptico y FAFA → CM-01 → depósito estanco DR-01 → extracción en vehículo de succión → tratamiento y disposición en instalación receptora habilitada**. El depósito almacena temporalmente; la disposición final ocurre en la instalación externa.

La alternativa evita depender de una absorción no comprobada y permite una inversión por módulos. Su economía depende del uso por jornadas y de la tarifa de retiro. No se presenta como la solución de menor costo total para funcionamiento diario a máxima demanda.

6.2 Bases de demanda

Concepto	Valor utilizado
Demanda de agua	808 usuarios equivalentes × 25 L/usuario/día = 20,20 m³/día de diseño.
Retorno sanitario	0,80; sin riego ni aguas lluvias.
Volumen residual	16,16 m³ por jornada completa de diseño.
Caudal medio / pico de red	0,187 L/s equivalente en 24 h; 3,80 L/s para comprobar conducción.
Frecuencia de uso	No aportada. La evaluación económica incluye varios escenarios y no reduce el caudal para abaratar el diseño.

6.3 Evaluación técnica y económica de alternativas

Alternativa	Evaluación para el predio
Zanjas de infiltración	Bajo consumo de energía y posible menor gasto operativo. Su viabilidad no está demostrada por los suelos arcillosos; exige ensayos, área suficiente, protección de cimentaciones y permiso de vertimiento al suelo.
Pozo de absorción	Ocupa menos superficie, pero requiere estrato permeable y comprobación del nivel freático. No se selecciona con el perfil arcilloso investigado.
Humedal o filtro con descarga	Puede complementar el tratamiento, pero sigue necesitando un receptor final viable y autorizado. No resuelve por sí solo la ausencia de alcantarillado.
Depósito estanco y retiro externo	Se selecciona como solución modular sin vertimiento local. Requiere recolección garantizada, planta receptora y presupuesto de operación. El gasto aumenta con cada m³ generado.

Para disminuir inversión inicial se propone **un módulo de 20 m³ útiles**, con retiro al finalizar cada jornada completa. La reserva solo cubre retrasos limitados; no habilita dos jornadas consecutivas sin vaciado. La ampliación a dos módulos se considerará si el programa real de uso o los tiempos del operador lo requieren.

La decisión económica definitiva exige cotizar la solución instalada y el costo integral de transporte y recepción. Un menor costo de construcción no compensa necesariamente un alto gasto recurrente. Antes de contratar se verificará que exista una instalación que acepte expresamente este efluente y un operador que cubra Villanueva.

La medida de ahorro prioritaria es evitar agua limpia en la red sanitaria: corregir fugas, instalar grifería de cierre automático, usar aparatos eficientes y mantener separación absoluta de aguas lluvias. Cualquier reducción del volumen de diseño deberá sustentarse mediante demanda y registros, no mediante un porcentaje arbitrario.

6.4 Tratamiento previo y comprobación de la conducción

Se conserva el tren séptico-FAFA como tratamiento previo. Para la reserva séptica, con el método de la memoria: V = 1.000 + N(C × T + K × Lf), N = 808, C = 20 L/persona/día, T = 0,50 días, K = 217 días y Lf = 0,01 L/persona/día, se obtiene **V = 10.833,36 L**; se adopta al menos 11,0 m³ útiles de cámara séptica. Los parámetros de lodos se ratificarán con el régimen real de uso.

El volumen séptico se distingue del volumen de lecho y del almacenamiento DR-01. La ficha del fabricante debe confirmar capacidad hidráulica, distribución de flujo, medio soporte, reserva de lodos y operación intermitente. No se certifica remoción sin datos del afluente y del equipo.

El RAS contempla lechos de grava o material plástico para FAFA y postratamiento según el destino del efluente [2]. En esta solución el tratamiento final se completa en la instalación externa contratada; el líquido retenido en DR-01 no se considera agua apta para riego, descarga superficial o infiltración.

Comprobación de la tubería cerrada	**Resultado**
Material / diámetro de cálculo	PVC sanitario DN 150 (6 pulgadas); D interior de cálculo = 0,1524 m. Confirmar con producto.
Pendiente / rugosidad	S = 0,005 m/m; n de Manning = 0,011.
Q a sección llena	13,28 L/s, mediante Q = A R^(2/3) S^(1/2) / n.
A Q = 3,80 L/s	y/D = 0,366; V = 0,628 m/s; τ ≈ 1,50 Pa.
Condición de aplicación	Gravedad sin remanso. Replantear cotas; el máximo nivel en DR-01 no debe alcanzar la batea de entrada.

La capacidad calculada corresponde a la conducción, no a la absorción del terreno ni a una eficacia de tratamiento. En bajo caudal se prevé limpieza controlada. El depósito no tendrá tubería de rebose, aliviadero, drenaje de fondo al suelo ni conexión a la red de lluvias.

6.5 Depósito DR-01: volumen y condiciones de operación

Se especifica un depósito prefabricado cerrado y ventilado, apto para aguas residuales y para las cargas de instalación previstas. Su **capacidad útil comprobada será como mínimo de 20,0 m³**, descontando volumen no extraíble y resguardos. El volumen comercial nominal por sí solo no acredita esa capacidad.

Control de volumen	Regla de diseño y operación
Jornada de cálculo	16,16 m³. Una jornada llena el 80,8% del volumen útil si el depósito inicia vacío.
Alarma alta H	14,0 m³ almacenados (70% del útil): aviso visible y sonoro al responsable; confirmar retiro ya programado.
Alarma muy alta HH	18,0 m³ (90%): suspender el uso de los servicios que descargan al sistema y ejecutar el retiro.
Reserva sobre HH	2,0 m³ hasta el volumen útil máximo. Para colas hidráulicas y contingencia; no es volumen de operación ordinaria.
Condición de inicio	Volumen residual ≤ 1,0 m³ y retiro confirmado. Tras la jornada: ≤ 17,16 m³, inferior al umbral HH.
Tiempo de respaldo	20/16,16 = 1,24 días equivalentes, teóricos. Se exige retiro después de cada jornada; no se promete autonomía de dos días.

La alarma debe actuar con antelación suficiente. Para el aporte medio equivalente a una jornada de ocho horas (2,02 m³/h), el intervalo entre H y HH representa cerca de 2 horas; con picos es menor. No se usará la alarma como primera solicitud de un camión lejano: el retiro debe estar programado antes del evento.

Si la recolección no está garantizada, no se inicia la jornada. Si se alcanza HH, se suspende el uso sanitario afectado, se restringe el evento según el plan operativo y se activa el retiro; nunca se dispone el efluente en cunetas o terreno para liberar capacidad.

6.6 Detalle constructivo, implantación y destino externo

Componente	Especificación y control
CM-01	Caja estanca de inspección y muestreo de 0,60 × 0,60 m libres. Media caña continua, tapa hermética removible y pasamuros flexibles; profundidad según bateas.
DR-01	20 m³ útiles mínimos; accesos de inspección, ventilación protegida, medición de nivel y dos alarmas. Sin rebose. Bocana de extracción compatible con el vehículo.
Montaje del depósito	Equipo certificado para enterramiento si se instala bajo rasante. Cama y rellenos según fabricante; verificar apoyo, empujes, flotación eventual y restricciones de tránsito. No enterrar un tanque diseñado solo para superficie.
Conducción y niveles	PVC cerrado DN 150; pendiente ≥ 0,5%. Entrada por encima del nivel útil máximo. Levantar cotas desde salida del FAFA hasta entrada del depósito.
Zona de operación	Área técnica cerrada, accesible para mantenimiento; vehículo sobre plataforma externa apta para carga, sin circular sobre el tanque. Longitud de manguera y altura de succión verificadas con operador.
Destino final	Instalación externa de tratamiento que acepte el efluente y acredite autorizaciones. Registrar nombre, ubicación, titular, acto vigente y capacidad de recepción antes de operar.

El A-5 es un detalle hidráulico y de montaje funcional. La envolvente, dimensiones exteriores, fundación y anclajes se precisarán con el plano certificado del equipo y el replanteo. No se asigna una posición topográfica ficticia dentro de áreas ya ocupadas por la cancha, juegos o cimentaciones.

La recepción externa deberá documentarse mediante contrato, caracterización exigida por la planta, manifiesto o remisión de cada viaje y certificado de recepción/tratamiento. El transportador no se confunde con el receptor final. No se afirma que exista un contrato o autorización ya obtenidos.

6.7 Estimación de inversión y gasto de operación

Presupuesto preliminar de ingeniería, en COP. Las provisiones siguientes permiten reservar recursos; no son cotizaciones confirmadas. El alcance es adicional al séptico-FAFA ya previsto. Se requiere cotización local que incluya transporte, impuestos, instalación y requisitos del fabricante.

Componente adicional	Provisión COP
DR-01, 20 m³ útiles, apto para AR	24.000.000
Excavación, apoyo, rellenos y montaje	5.000.000
CM-01, conducción, accesorios y extracción	3.000.000
Nivel, alarmas y ventilación	1.500.000
Pruebas, puesta en marcha y documentación	1.000.000
Subtotal / provisión adicional del 15%	34.500.000 / 5.175.000
Reserva preliminar de inversión	39.675.000

La provisión del 15% cubre incertidumbre preliminar; no constituye un AIU contractual ni sustituye el cálculo de impuestos. No incluye compra de predios, servidumbres, rediseño del FAFA ni obras extraordinarias de contención. La inversión no debe aprobarse sin el costo real de recepción y transporte.

Para operación: **C mensual = V retirado × tarifa integral + cargos fijos**. La tarifa debe incluir succión, viajes, desplazamiento, recepción, tratamiento y certificado. Si se cobra por viaje, usar capacidad efectiva del vehículo y número entero de viajes; no prorratear una tarifa que tenga mínimos.

Un módulo de 20 m³ no significa un solo viaje: a capacidad efectiva de 10 m³ por vehículo, una jornada de 16,16 m³ requiere al menos dos cargas. La ruta y la disponibilidad del servicio condicionan su viabilidad económica.

6.8 Sensibilidad económica y alternativa de ahorro

Las tarifas de 50.000 y 100.000 COP/m³ son **escenarios ilustrativos**, no precios de mercado verificados ni ofertas de un operador. No incluyen cargos mínimos o fijos. Se utiliza el volumen íntegro de 16,16 m³ por jornada completa.

Jornadas/mes	Volumen m³	A 50.000/m³	A 100.000/m³
4	64,64	3.232.000	6.464.000
8	129,28	6.464.000	12.928.000
30	484,80	24.240.000	48.480.000

El retiro externo puede ser una opción modular para uso ocasional, pero resulta oneroso para uso diario a plena demanda. No puede calificarse como la más económica en todo el horizonte sin conocer jornadas reales, tarifa integral y costos de alternativas viables.

Alternativa para reducir operación: campo de infiltración del efluente, únicamente si se demuestra una zona apta mediante ensayos, se verifica el agua subterránea y se obtiene el permiso. La clasificación arcillosa actual obliga a comprobar esa posibilidad; añadir grava no aumenta por sí mismo la permeabilidad del suelo receptor.

Como sensibilidad, $A = 16.160/q_a$, con A en m² efectivos de absorción y q_a en L/m²/día. Para tasas hipotéticas de 10, 20, 50 y 100, las áreas serían 1.616; 808; 323,2 y 161,6 m², respectivamente. Son áreas efectivas, sin separaciones, retiros ni reserva. Ninguna de esas tasas se atribuye al terreno del estadio.

No se incluye un pozo o zanja como obra ejecutable mientras no exista ensayo favorable. El RAS exige basar el área en infiltración y verificar la protección del agua subterránea [2]. La Resolución 0699 de 2021 establece requisitos del vertimiento doméstico tratado al suelo [3]. Un humedal tampoco elimina la necesidad de disponer su efluente.

6.9 Permisos, contratación y puesta en servicio

El permiso o autorización que resulte aplicable deberá tramitarse durante la ejecución de la obra y obtenerse antes de iniciar la actividad que lo requiera. La operación del sistema exige contrato de recolección, aceptación escrita de la planta receptora y verificación de sus autorizaciones vigentes. Si posteriormente se adopta descarga al suelo o a un cuerpo de agua, el permiso de vertimiento deberá estar otorgado antes de iniciar dicha descarga.

El esquema seleccionado no contempla descarga local al suelo ni a aguas superficiales: el líquido permanece contenido hasta su entrega externa. Se verificará con la autoridad competente el régimen aplicable al almacenamiento y manejo, y con el receptor las condiciones de admisión. La obligación de tramitar permisos no se reemplaza por una nota en el plano [4].

Antes de operar se deben tener: plano de implantación y cotas; ficha de depósito y tratamiento revisada por el diseñador; pruebas de estanqueidad; alarmas calibradas por volumen; contrato con plazo de atención; aceptación de planta; presupuesto anual y responsable de bitácora. Probar alarmas y extracción antes del primer evento.

Registrar consumo de agua, nivel al inicio y final, volumen retirado, vehículo, transportador y destino. Los lodos del séptico/FAFA se gestionan por separado según sus características; su volumen y costo no se asimilan a los del efluente líquido. Revisar olores, ventilación, sellos y fugas antes de cada jornada.

6.10 Referencias y alcance de la información

[1] Informe definitivo del estudio de suelos del estadio de Villanueva, Víctor Martínez Vides, enero de 2024, páginas 7 y 10 a 12. Condiciones arcillosas, agua subterránea observada y sensibilidad a humedad.
[2] RAS, Resolución 0330 de 2017 y modificaciones, arts. 171 a 178. Texto oficial consolidado, CRA.
[3] Resolución 0699 de 2021. Ministerio de Ambiente.
[4] Decreto 1076 de 2015 y modificaciones; Ley 1955 de 2019, art. 13. Decreto en MinAmbiente.
[5] Memoria y planos HSD del estadio, abril de 2024; ajuste de disposición, septiembre de 2026. Ausencia de alcantarillado: información suministrada por el solicitante.
[6] Consulta comercial de alcance, sin precios: Ekimak, servicios de succión y manejo de aguas residuales. La oferta pública no acredita disponibilidad, contrato, tarifa o receptor de este proyecto.

7 DISEÑO SISTEMA DE DRENAJE DE AGUAS LLUVIAS

7.1 Análisis hidrológico

7.1.1 Morfometría de la cuenca

Para la estimación de los caudales de escorrentía se dividió el área de estudio en varias cuencas o áreas aferentes según se realizarán los trazados del drenaje de la cancha. En la siguiente figura se muestra la división realizada para los cálculos hidrológicos e hidráulicos del área de estudio.

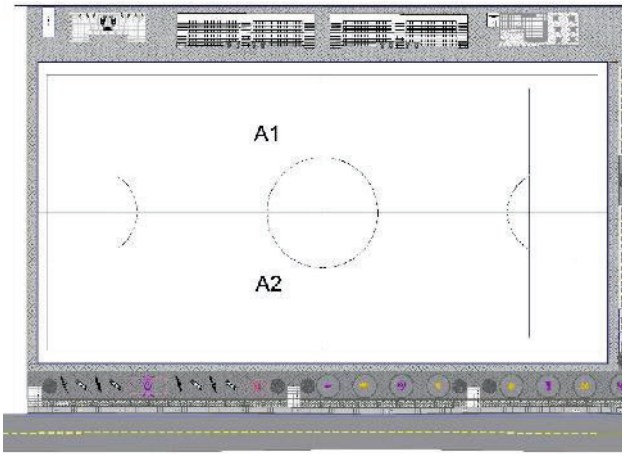


Figura 2. Cuencas o áreas aferentes en zona de estudio.

7.1.2 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía depende de la impermeabilidad, pendiente, superficie y uso del suelo. La tabla 5-4 presenta los valores de referencia del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico para la selección del coeficiente (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

Tabla 5-4. Valores de coeficiente de escorrentía.

Tipo de superficie	"C"
Cubiertas	0.90
Pavimentos asfálticos y superficies de concreto	0.90
Vías adoquinadas	0.85
Zonas comerciales o industriales	0.90
Residencial, con casas contiguas, predominio de zonas duras	0.75
Residencial multifamiliar, con bloques contiguos y zonas duras entre otros	0.75
Residencial unifamiliar con casas contiguas y predominio de jardines	0.60
Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separadas	0.45
Residencial, con predominio de zonas verdes y parques – cementerios	0.30
Laderas sin vegetación	0.60
Laderas con vegetación	0.30
Parques recreacionales	0.30

Las áreas del proyecto presenta dos tipos de uso del suelo, correspondiente a "pavimentos asfálticos y superficies en concreto" y al césped sintético. Teniendo en cuenta la recomendación del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000), se optó por un coeficiente de escorrentía de 0,9, dado la cantidad de zonas duras y que casi la totalidad del agua caída sobre el césped se infiltrará para su posterior evacuación.

7.1.3 Tiempo de concentración

Se define como el tiempo necesario para que una partícula o gota de agua viaje desde el punto más alejado hasta el punto de salida de la cuenca.

Para el presente estudio por el tipo de superficies, correspondientes a zonas duras como placas y cubiertas, los tiempos de concentración son pequeños y el agua recorre en poco tiempo la superficie hasta el punto de salida o control de la subcuenca analizada. Por lo anterior, siguiendo las recomendaciones de la literatura se emplearon tiempos de concentración de 5 minutos.

7.1.4 Determinación del periodo de retorno

El período de retorno o frecuencia de diseño, debe determinarse teniendo en cuenta la importancia del proyecto, el tipo de obra de drenaje, y los daños o perjuicios que las inundaciones o procesos erosivos puedan ocasionar a las estructuras cercanas. A continuación se muestran los valores recomendados por el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS 2000.

Tabla 5-5. Período de retorno o grado de protección.

Características del área de drenaje	Período de retorno (años)
Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 hectáreas	3
Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 hectáreas	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 hectáreas	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 hectáreas	10
Canales abiertos que drenan áreas menores a 1000 hectáreas	50
Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores a 1000 hectáreas	100
Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 hectáreas	100

Fuente: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

Para el presente estudio se realizaron los análisis para un periodo de retorno de 5 años.

7.1.5 Estimación de la intensidad de la lluvia

Para la determinación de la Intensidad se utiliza el método Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia.

Sse muestran los cálculos realizados para determinar la intensidad de la lluvia en el sector, teniendo en cuenta la información de las estaciones meteorológicas.

Tabla 5-6. Intensidad de lluvia calculada para áreas analizadas.

Cuenca	Área	Tc	I [mm/hora]					Coeficiente de escorrentía	R	Q [m^3/s]				
			Periodo de retorno [años]							Periodo de retorno [años]				
	[ha]	[min]	3	5	10	50	100	[adimensional]		3	5	10	50	100
A1	0,260	5,0	164,6	180,4	204,4	273,1	309,4	0,90	1,00	0,1070	0,1173	0,1329	0,1775	0,2011
A2	0,260	5,0	164,6	180,4	204,4	273,1	309,4	0,90	1,00	0,1070	0,1173	0,1329	0,1775	0,2011

7.1.6 Estimación de los caudales máximos

Para la estimación de los caudales máximos de la cuenca, se aplicó el Método Racional:

$$Q = \frac{CIAR}{360}$$

Dónde:

Q: Caudal instantáneo máximo (m^3/s).
C: Coeficiente de escorrentía.
I: Intensidad de la lluvia (mm/h).
A: Área de la cuenca (ha).
R: Coeficiente de reducción por el tamaño del área.

R se calcula con la siguiente expresión (Monsalve, 1999):

$$R = \frac{i_m}{i_0} = 1 - 0.0054\sqrt[4]{A}$$

Dónde:
i_0 : Intensidad de lluvia en el centro de la tormenta.
i_m : Intensidad de lluvia total media.

Los caudales calculados para el periodo de retorno elegido se presentan en la tabla 5-7.

Tabla 5-7. Caudales máximos para los drenajes analizado.

Descripción	Área de Drenaje	Intensidad		Caudal de escorrentía	
	[m^2]	[lps/m^2]	[l/min*m^2]	[m^3/s]	[lps]
A1	2600	0,061	3,66	0,1588	158,798
A2	2600	0,061	3,66	0,1588	142,918

7.2 Diseño hidráulico

En el presente capítulo se muestra el diseño de las secciones hidráulicas para los canales y tuberías propuestas en las zonas internas del estadio de futbol de Villanueva Bolivar. Los diseños son realizados de acuerdo con la estimación de caudales antes realizada y teniendo en cuenta las recomendaciones realizadas por el estudio de suelos.

El agua se capta en la cancha a través de un filtro y tubería perforada y es evacuada a través de un colector dispuesto según se muestra en los planos anexos.

7.2.1 Parámetros de diseño

Para llevar a cabo la presente actividad, con base en la información obtenida se determinaron los siguientes parámetros hidráulicos, con el fin de realizar los diseños de las estructuras requeridas.

- Conceptos hidráulicos aplicados

El diseño hidráulico de las estructuras hidráulicas que se proponen en el presente estudio, se realizó teniendo en cuenta las ecuaciones para Flujo Uniforme descritas a continuación:

$$Q = \frac{1}{n} * So^{1/2} * Rh^{2/3} * Ah$$

Donde:
Q = caudal (m3/s)
n = coeficiente de rugosidad de Manning
So = pendiente longitudinal del cauce (m/m)
Rh = radio hidráulico de la sección transversal = Ah/Pm
Ah = Área hidráulica (m2)
Pm = Perímetro mojado (m)

- Pendiente longitudinal de los cauces

Para determinar la pendiente longitudinal del cauce estudiado se tuvo en cuenta la topografía del terreno, realizando el cálculo a través de la relación entre la diferencia de la cota más alta y cota más baja de dicho tramo, y la longitud plana del mismo.

- Coeficiente de rugosidad de Manning

Este parámetro se obtuvo de acuerdo con las características del arroyo y el tipo de material del fondo. Para esto, se tuvieron en cuenta los criterios de selección del coeficiente de rugosidad para distintos tipos de terrenos (Chow, 1994). En la Figura 14 se muestran las tablas que resumen los criterios para determinar la rugosidad apropiada dependiendo de las características del terreno.

El coeficiente de rugosidad de Manning empleado es de 0.017 para superficies en concreto y de 0.009 par superficies plásticas de polímeros tipo PVC o PEAD.

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
A. Conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos			
A-1. Metal			
a. Latón, liso	0.009	**0.010**	0.013
b. Acero			
1. Estriado y soldado	0.010	0.012	0.014
2. Riveteado y en espiral	0.013	0.016	0.017
c. Hierro fundido			
1. Recubierto	0.010	0.013	0.014
2. No recubierto	0.011	0.014	0.016
d. Hierro forjado			
1. Negro	0.012	0.014	0.015
2. Galvanizado	0.013	0.016	0.017
e. Metal corrugado			
1. Subdrenaje	0.017	0.019	0.021
2. Drenaje de aguas lluvias	0.021	**0.024**	0.030
A-2. No metal			
a. Lucita	0.008	0.009	0.010
b. Vidrio	0.009	**0.010**	0.013
c. Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
d. Concreto			
1. Alcantarilla, recta y libre de basuras	0.010	0.011	0.013
2. Alcantarilla con curvas, conexiones y algo de basuras	0.011	**0.013**	0.014
3. Bien terminado	0.011	0.012	0.014
4. Alcantarillado de aguas residuales, con pozos de inspección, entradas, etc., recto	0.013	0.015	0.017
5. Sin pulir, formaleta o encofrado metálico	0.012	0.013	0.014
6. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera lisa	0.012	**0.014**	0.016
7. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera rugosa	0.015	0.017	0.020
e. Madera			
1. Machihembrada	0.010	0.012	0.014
2. Laminada, tratada	0.015	0.017	0.020
f. Arcilla			
1. Canaleta común de baldosas	0.011	**0.013**	0.017
2. Alcantarilla vitrificada	0.011	0.014	0.017
3. Alcantarilla vitrificada con pozos de inspección, entradas, etc.	0.013	0.015	0.017
4. Subdrenaje vitrificado con juntas abiertas	0.014	0.016	0.018
g. Mampostería en ladrillo			
1. Barnizada o lacada	0.011	0.013	0.015
2. Revestida con mortero de cemento	0.012	0.015	0.017
h. Alcantarillados sanitarios recubiertos con limos y babas de aguas residuales, con curvas y conexiones	0.012	0.013	0.016
i. Alcantarillado con base pavimentada, fondo liso	0.016	0.019	0.020
j. Mampostería de piedra, cementada	0.018	0.025	0.030

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
B. Canales revestidos o desarmables			
B-1. Metal			
a. Superficie lisa de acero			
1. Sin pintar	0.011	**0.012**	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b. Corrugado	0.021	0.025	0.030
B-2. No metal			
a. Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
b. Madera			
1. Cepillada, sin tratar	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
3. Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
4. Láminas con listones	0.012	0.015	0.018
5. Forrada con papel impermeabilizante	0.010	0.014	0.017
c. Concreto			
1. Terminado con llana metálica (palustre)	0.011	**0.013**	0.015
2. Terminado con llana de madera	0.013	0.015	0.016
3. Pulido, con gravas en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin pulir	0.014	0.017	0.020
5. Lanzado, sección buena	0.016	0.019	0.023
6. Lanzado, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	
8. Sobre roca irregularmente excavada	0.022	0.027	
d. Fondo de concreto terminado con llana de madera y con lados de			
1. Piedra labrada, en mortero	0.015	0.017	0.020
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra cementada, recubierta	0.015	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra cementada	0.020	0.025	0.030
5. Piedra suelta o *riprap*	0.020	0.030	0.035
e. Fondo de gravas con lados de			
1. Concreto encofrado	0.017	0.020	0.025
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.020	0.023	0.026
3. Piedra suelta o *riprap*	0.023	0.033	0.036
f. Ladrillo			
1. Barnizado o lacado	0.011	**0.013**	0.015
2. En mortero de cemento	0.012	**0.015**	0.018
g. Mampostería			
1. Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
2. Piedra suelta	0.023	0.032	0.035
h. Bloques de piedra labrados	0.013	0.015	0.017
i. Asfalto			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
j. Revestimiento vegetal	0.030	.....	0.500

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
C. Excavado o dragado			
a. En tierra, recto y uniforme			
1. Limpio, recientemente terminado	0.016	0.018	0.020
2. Limpio, después de exposición a la intemperie	0.018	**0.022**	0.025
3. Con gravas, sección uniforme, limpio	0.022	0.025	0.030
4. Con pastos cortos, algunas malezas	0.022	0.027	0.033
b. En tierra, serpenteante y lento			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Pastos, algunas malezas	0.025	0.030	0.033
3. Malezas densas o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
4. Fondo en tierra con lados en piedra	0.028	0.030	0.035
5. Fondo pedregoso y bancas con malezas	0.025	0.035	0.040
6. Fondo en cantos rodados y lados limpios	0.030	0.040	0.050
c. Excavado con pala o dragado			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Matorrales ligeros en las bancas	0.035	0.050	0.060
d. Cortes en roca			
1. Lisos y uniformes	0.025	0.035	0.040
2. Afilados e irregulares	0.035	0.040	0.050
e. Canales sin mantenimiento, malezas y matorrales sin cortar			
1. Malezas densas tan altas como la profundidad de flujo	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, matorrales en los lados	0.040	0.050	0.080
3. Igual, nivel máximo de flujo	0.045	0.070	0.110
4. Matorrales densos, nivel alto	0.080	0.100	0.140
E. Corrientes naturales			
E-1. Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente < 100 pies)			
a. Corrientes en planicies			
1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	**0.030**	0.033
2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0.033	0.040	0.045
4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0.035	0.045	0.050
5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes	0.040	0.048	0.055
6. Igual al 4, pero con más piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos	0.075	0.100	0.150

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
b. Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos			
1. Fondo: gravas, cantos rodados y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
2. Fondo: cantos rodados con rocas grandes	0.040	0.050	0.070
E-2. Planicies de inundación			
a. Pastizales, sin matorrales			
1. Pasto corto	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos en línea maduros	0.025	0.035	0.045
3. Campos de cultivo maduros	0.030	0.040	0.050
c. Matorrales			
1. Matorrales dispersos, mucha maleza	0.035	0.050	0.070
2. Pocos matorrales y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pocos matorrales y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Matorrales medios a densos, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Matorrales medios a densos, en verano	0.070	0.100	0.160
d. Árboles			
1. Sauces densos, rectos y en verano	0.110	0.150	0.200
2. Terreno limpio, con troncos sin retoños	0.030	0.040	0.050
3. Igual que el anterior, pero con una gran cantidad de retoños	0.050	0.060	0.080
4. Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel del agua por debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
5. Igual al anterior, pero con nivel de creciente por encima de las ramas	0.100	0.120	0.160
E-3. Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciente > 100 pies). El valor de *n* es menor que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva.			
a. Sección regular sin cantos rodados ni matorrales	0.025	.....	0.060
b. Sección irregular y rugosa	0.035	.....	0.100

Figura 3. Coeficientes de rugosidad de Manning (Chow, 1994).

7.2.2 Diseño de sección hidráulica

Después de realizado el análisis hidrológico se realizó el diseño de los tramos del drenaje requerido y tubos en los tramos dispuestos según se muestran en los planos anexos. En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados teniendo en cada tramo de canal diseñado.

Tabla 5-8. Dimensionamiento de estructuras propuestas.

Area de Drenae m2	qdiseño		Longitud	Pendiente	Ø Nominal	V_{Real}	Q_{Real}	$Q_{Diseño}$
	[lps]	[m^3/s]	[m]	[%]	[in]	[m/s]	[lps]	[lps]
1400	79,40	0,079	75,00	1,00	8	1,70	**79,62**	**79,40**

Para cada tramo a evacuar de los drenajes perimetrales de la cancha, se requiere la instalación de 2 tuberías de 8" desde el registro de inspección hasta la evacuación en las vías aledañas a la cancha (ver planos anexos)

8 BIBLIOGRAFÍA

Caballero Rojas, D., Aldana Arévalo, J., & Zamudio Huertas, E. (15 de Diciembre de 2017). Cálculo de unidades de consumo a través de caudales máximos instantáneos medidos en cuatro zonas de servicio de la ciudad de Bogotá D.C. *Avances: Investigacion en Ingeniería, 14*(1), 123-132. doi:https://doi.org/10.18041/1794-4953/avances.1.1290

Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. (2000). *Sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales.* Ministerio de Desarrollo Económico, Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Bogotá, D.C.: Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico.

Granados Robayo, J. A. (1988). *Hidráulica en edificaciones.* Bogotá D.C. .

Granados Robayo, J. A. (2002). *Redes Hidráulicas y Sanitarias en Edificios.* Bogotá D. C.: Unibiblos.

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación -ICONTEC-. (2017). *Código colombiano de instalaciones hidráulicas y sanitarias* (Tercera ed.). Bogotá D. C.

Ministerio de desarrollo económico. (17 de Noviembre de 2000). Resolución 1096 de 2000. *Diario Oficial No. 44.242 de 29 de noviembre de 2000*. Bogotá D. C. , Cundinamarca, Colombia.

Ministerio de salud y protección social. (06 de Mayo de 2016). Decreto 780 de 2016. *Diario Oficial No. 49865 de mayo 06 de 2016*. Bogotá D. C., Cundinamarca, Colombia.

Ministerio de vivienda, ciudad y territorio. (08 de Junio de 2017). Resolución 330 de 2017. *Diario Oficial No. 50.267 de 17 de junio de 2017*. Bogotá D. C., Cundinamarca, Colombia.

Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio. (2012). *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico: TÍTULO D. Sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y aguas lluvias. -- 2da. Ed.* Bogotá, D.C., Colombia: Universidad de los Andes.

Rodríguez Díaz, H. A. (2005). *Diseños hidráulicos, sanitarios y de gas en edificaciones.* Bogotá D. C., Cundinamarca, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.