DISEÑO HIDRÁULICO, DE LA RED HIDROSANITARIA Y DEL DRENAJE SUPERFICIAL DEL ESTADIO ALVARO REY DE MANZANARES CALDAS

Objeto:
REMODELACIÓN DE ESTADIO ALVARO REY DE MANZANARES, CALDAS

UBICACIÓN DEL PROYECTO
MANZANARES – CALDAS

PROPIETARIO:
MUNICIPIO DE MANZANARES - CALDAS

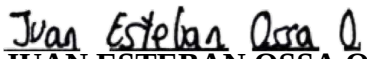
REALIZÓ

DISEÑADOR HIDRÁULICO:
ING. JUAN ESTEBAN OSSA OSSA
ESPECIALISTA EN INGENIERIA HIDRÁULICA Y AMBIENTAL
T.P. 051037-0543430 CLD
C.C 1.053.871.497

MANIZALES, ABRIL DE 2024

Presento ante usted las memorias de cálculo del proyecto y sus respectivos planos hidráulicos, hidrosanitarios y del drenaje superficial del estadio Alvaro Rey de Manzanares, Caldas. Los cálculos realizados tuvieron en cuenta todos los lineamientos y parámetros establecidos en la Norma Técnica Colombiana NTC-1500 y el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS, resolución 0330 de 2017 y 0799 de 2021.

Cordialmente,



JUAN ESTEBAN OSSA OSSA
ING. ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA Y AMBIENTAL
Diseñador Hidráulico responsable
M.P. 051037-0543430 CLD
C.C 1.053.871.497

Tabla de contenido

1. GENERALIDADES 5
1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 5
2.1 LOCALIZACIÓN 7
1.1. NORMATIVIDAD DE REFERENCIA 7
1.2. METODOLOGÍA 8
2. DISEÑO RED DE AGUA POTABLE 8
2.1. PARÁMETROS DE DISEÑO 9
2.2. ANÁLISIS DE UNIDADES TOTALES DEL PROYECTO 13
2.3. CARACTERISTICAS DE LA RED 15
- Pérdidas en el contador 16
- Perdidas por accesorios. 17
- Perdidas por fricción, accesorios y longitud equivalente. 18

3. DISEÑO DE REDES DE DESAGUES 20
3.1. PARÁMETROS DE DISEÑO 21
3.1.1. Análisis hidráulico de colectores 21
3.1.2. Coeficiente de Rugosidad de Manning 21
3.1.3. Velocidad y pendiente 21
3.1.4. Capacidad Hidráulica 22
3.1 Cálculo de caudales sanitarios 22
4.1 Sistema de ventilación 25
5.1 Cálculo de caudales de aguas lluvias 25
- Características de la precipitación en la zona 27
- Método racional 27
- Aplicación del método racional para las obras de drenaje superficial 28

3.1.1. Coeficiente de Escorrentía C 28
3.1.2. Intensidad de la lluvia para el diseño de las obras de drenaje superficial. 29
3.1.3. Precipitación máxima en 24 horas multianual. 30
3.1.4. Determinación de la intensidad de diseño- Análisis hidrológico 31
3.1.5. Periodo de retorno 31
3.1.6. Tiempo de Concentración. 32
3.1.7. Áreas de drenaje (A). 33
5. DISEÑO DEL DRENAJE SUPERFICIAL 35
5.1.1. Cálculo de la sección requerida para los cárcamos: 36

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 40
7. BIBLIOGRAFIA 41

Índice de imágenes

Figura No. 1: Zonas húmedas del Estadio 5
Figura No. 2: Estadio Alvaro Rey de Manzanares, Caldas. 6
Figura No. 3: Localización del estadio Alvaro Rey de Manzanares 7
Figura No. 4 Sistema de distribución de agua potable. 8
Figura No. 5: Unidades de consumo de la red de agua potable. 9
Figura No. 6: Ecuación para el cálculo del caudal máximo probable 12
Figura No. 7: Caudales y presiones mínimas para los aparatos sanitarios 12
Figura No. 8: Pérdida de carga del macromedidor DN50 17
Figura No. 9: Sistema de evacuación de las aguas sanitarias. 20
Figura No. 10: Ecuaciones del caudal máximo probable, para unidades de descarga entre 3 y 240 22
Figura No. 11: Ecuaciones del caudal máximo probable, para unidades de descarga entre 260 y 1000 23
Figura No. 12: Parámetros según la región del país. Extraído de Manual de Drenaje para carreteras INV-2009. 30
Figura No. 13: Curvas IDF del municipio de Manzanares. 31
Figura No. 14: Esquema en planta de las canales de aguas lluvias de las cubiertas 33
Figura No. 15: Esquema en planta de la red de aguas lluvias 33
Figura No. 16: Cárcamos de la plaza de acceso. 37
Figura No. 17: Drenaje subsuperficial y superficial de la cancha sintética. 39
Figura No. 18: Obra de entrega de aguas lluvias. 40

Índice de Tablas

Tabla No. 1: Unidades de consumo de los aparatos de los cuartos sanitarios públicos. 9
Tabla No. 2: Unidades de consumo por cuarto sanitarios del proyecto 10
Tabla No. 3: Diámetros de abastecimiento para los aparatos sanitarios 10
Tabla No. 4: Aparato critico de la red. 13
Tabla No. 5: Predimensionamiento red interna de la ruta crítica por el método de Hunter Modificado. 15
Tabla No. 6: Características de la red hidráulica. 16
Tabla No. 7: Características generales de la red de agua potable del proyecto. 16
Tabla No. 8: Pérdidas menores o por accesorios de la red 17
Tabla No. 9: Aplicación de la ecuación de energía para el cálculo de la caída de presión en la red. 18
Tabla No. 10: Pérdidas de energía por el método de la longitud equivalente. 18
Tabla No. 11: Aplicación de la ecuación de energía para el cálculo de la caída de presión en la red. 19
Tabla No. 12: Unidades y diámetros de las tuberías de desagüe por aparato sanitario. 22
Tabla No. 13: Comprobación diámetros propuestos para el escenario deportivo. 24
Tabla No. 14: Unidades de descargas máximas 25
Tabla No. 15: Coeficientes de escorrentía 29
Tabla No. 16: Precipitación Máxima en 24 horas multianual 30
Tabla No. 17: Promedio anual de PPT máxima en 24h 30
Tabla No. 18: Calculo de la intensidad IDF 31
Tabla No. 19: Tabla de cruces entre T y duración (min) 31
Tabla No. 20: Cálculo del caudal de las bajantes de la estructura. 34
Tabla No. 21: Diámetros propuestos para las bajantes de aguas lluvias 35

1. GENERALIDADES

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente informe contiene información general del proyecto, así como el desarrollo de los estudios necesarios para los diseños hidrosanitarios y diseños hidráulicos a la remodelación del estadio Alvaro Rey del municipio de Manzanares, Caldas.

Este proyecto radica en el diseño hidrosanitarios de todos los cuartos sanitarios, cumpliendo con toda la normativa vigente para estos, al igual que el diseño hidráulico de los elementos para el drenaje superficial de las zonas aferentes a estas obras, de la cancha sintética de fútbol. Con este sistema de drenaje se buscará evacuar toda el agua que pueda interferir en la zona del escenario deportivo.

Este proyecto se desarrolla en la construcción de seis zonas húmedas públicas con aparatos sanitarios como orinales de llave, inodoros con tanque de limpieza, inodoros y orinales de fluxómetro, lavaplatos, fregadero de servicios, lavamanos y duchas.

Este proyecto contará con sus respectivas instalaciones hidráulicas y sanitarias. Estas se mostrarán en los planos con sus conexiones, el tipo de desagüe en las cubiertas, la ubicación de las bajantes de aguas lluvias y la entrega final de las aguas lluvias y residuales, los diámetros, materiales y especificaciones de las redes.

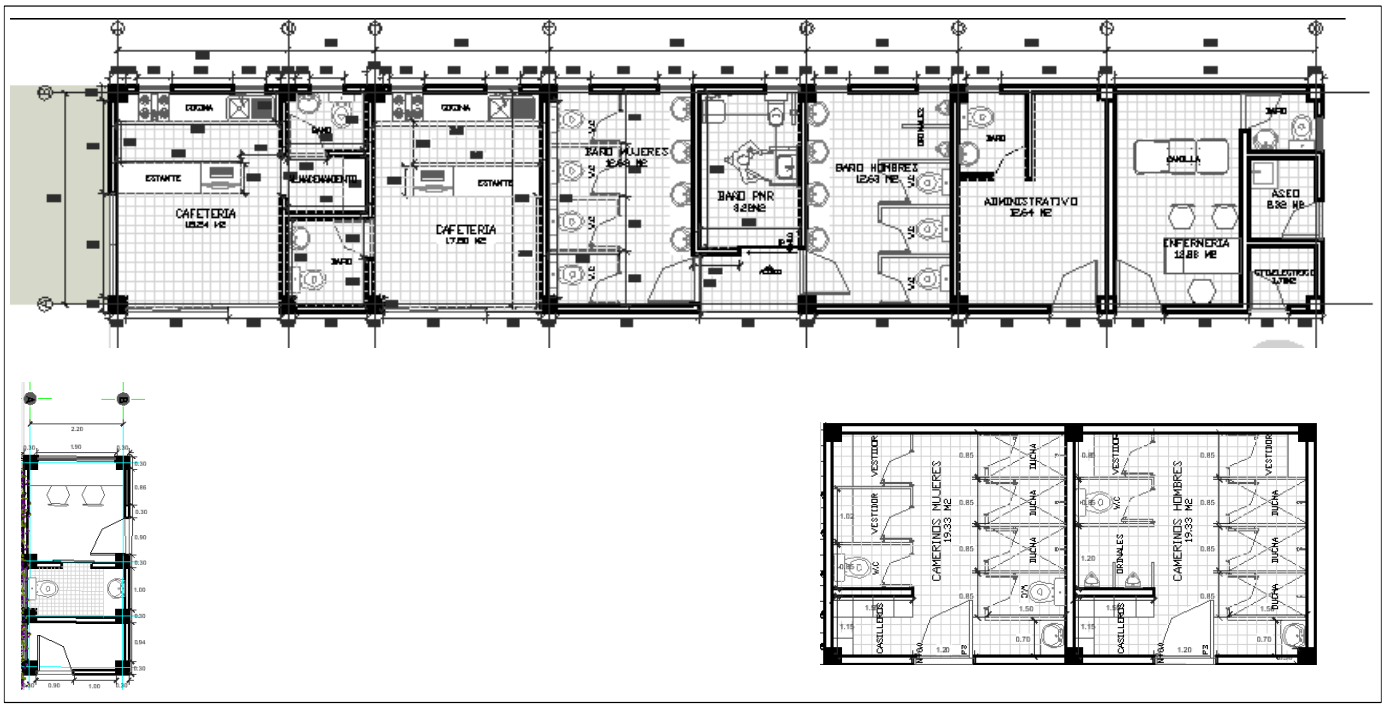


Figura No. 1: Zonas húmedas del Estadio
Fuente: Arquitectura propuesta



Figura No. 2: *Estadio Alvaro Rey de Manzanares, Caldas.*
Fuente: Arquitectura propuesta

De acuerdo con el diseño arquitectónico del estadio Alvaro Rey de Manzanares se traza el diseño de las redes hidráulicas, sanitarias cumpliendo los requerimientos la Resolución 0799/2021 y las obras para el drenaje superficial de sus zonas aledañas, estos diseños se pueden observar en los planos anexados.

El presente documento corresponde al informe de diseño de las redes hidráulicas, hidrosanitarias y del drenaje de aguas lluvias conforme a la normatividad vigente, y se desarrolla bajo la siguiente estructura temática:

- Generalidades: se describe el proyecto y se enmarca el alcance de los estudios, se menciona la normatividad de referencia.

- Diseño de redes de agua potable: se describen las principales características del diseño de las redes de suministro de agua, el diámetro de la acometida, el diámetro de las tuberías internas, el dimensionamiento del medidor y los accesorios de la red; adicionalmente se enumeran los parámetros de diseño y se muestran las memorias de cálculo.

- Diseño de redes de desagüe: donde se describen las principales características del diseño, el diámetro de las tuberías de conducción de estas aguas, las cajas o cámaras de inspección, se enumeran los parámetros de diseño y se muestran las memorias de cálculo de las redes de desagües de aguas residuales y la red de ventilación.

- Diseño de redes de aguas lluvias: se describen las principales características del diseño que permita la evacuación correcta y rápida de las aguas lluvias que caen sobre las cubiertas del Escenario deportivo-cancha sintética y sobre las losas de las áreas comunes de este escenario deportivo, se enumeran los parámetros de diseño y se muestran las memorias de cálculo de las redes de aguas lluvias.

- Diseño de las redes para el drenaje de aguas superficiales y subsuperficiales de la cancha sintética: Se realiza un estudio hidrológico de la zona en donde se muestran las características de las lluvias y las obras necesarias para la evacuación efectiva de todas las aguas lluvias.

Cabe anotar que todos los diseños realizados se ejecutaron con la configuración arquitectónica del proyecto y se diseñó el abastecimiento de agua potable para un sistema de aparatos sanitarios de uso público e inodoros con tanque de limpieza.

Anexo a este informe se presentan los planos de diseño y detalle, las hojas de cálculo y algunas especificaciones técnicas de construcción.

2.1 LOCALIZACIÓN

El proyecto se encuentra ubicado en el municipio de Manzanares.



Figura No. 3: *Localización del estadio Alvaro Rey de Manzanares*
Fuente: Google maps & Google Earth.

1.1. NORMATIVIDAD DE REFERENCIA

- ✓ Norma Técnica Colombiana NTC 1500 cuarta edición: Código Colombiano de Fontanería. En esta norma se establecen los requisitos básicos necesarios para garantizar el correcto funcionamiento de los sistemas de agua potable, aguas residuales y aguas lluvias. Dentro de los requisitos se incluyen lo relacionado con la protección de la salud, seguridad y bienestar de los usuarios de los servicios.

- ✓ Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2021. En el RAS 2021 se establecen los parámetros de diseño, funcionamiento y mantenimiento de los sistemas de acueducto, potabilización, recolección y evacuación de aguas residuales, domésticas y pluviales, tratamiento de aguas residuales, aseo urbano y demás aspectos comentarios relacionados con el sector de agua potable y saneamiento básico. (Resolución 0799 del 2021)

1.2. METODOLOGÍA

En el desarrollo del presente proyecto se realizaron las siguientes etapas para el correcto desarrollo de las actividades, presentadas a continuación:

- **Visita de reconocimiento:** Se realizó una visita de reconocimiento, al lugar donde se pretende desarrollar el presente proyecto.
- **Análisis y Diseño:** Se procede a realizar el diseño de acuerdo con las normas vigentes a partir de los planos arquitectónicos suministrados.
- **Elaboración de la memoria de cálculo y planos:** Se realiza la presente memoria de cálculo detallando y justificando cada uno de los resultados obtenidos.

2. DISEÑO RED DE AGUA POTABLE

El suministro de agua se deriva de la red pública o comunitaria de acueducto y se lleva a una conexión directa con el macromedidor del centro deportivo de la cual se abaste la red interna y se comunica con cada uno de los aparatos sanitarios pertenecientes a la obra, para así abastecer la red de agua potable a todo el proyecto. Se tendrá una acometida directa para el proyecto proveniente de la red de acueducto ubicadas en la parte exterior de la cancha. Para el proyecto se planea un medidor en la parte interior del estadio.

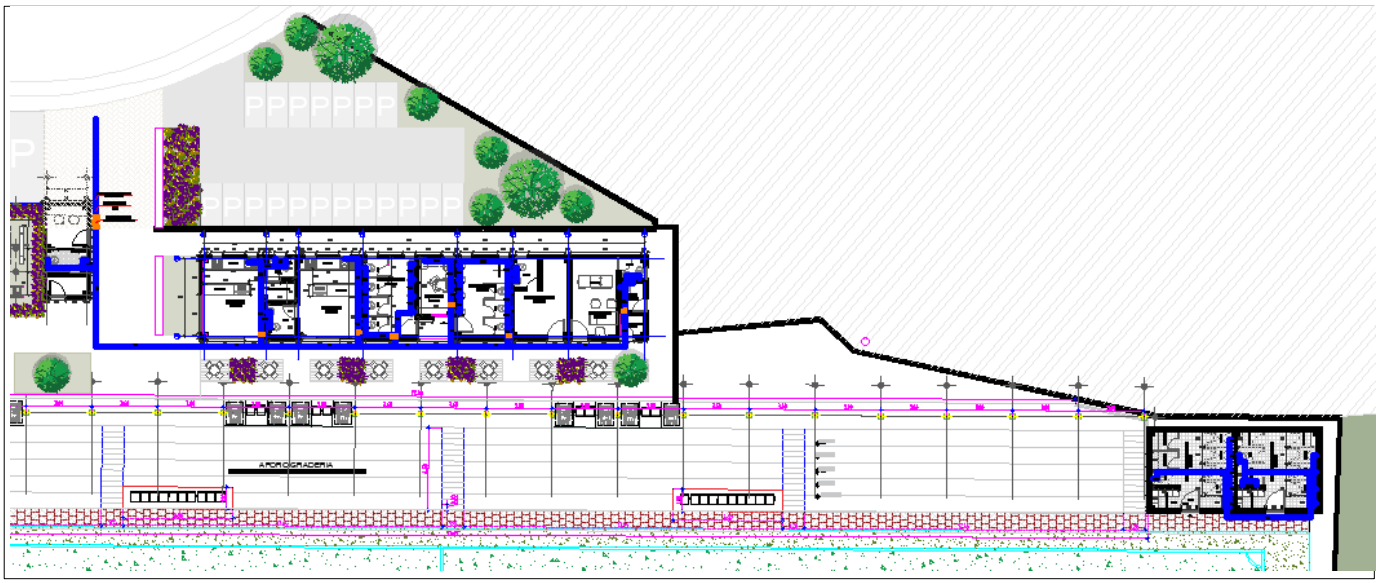


Figura No. 4 *Sistema de distribución de agua potable.*
Fuente: Elaboración propia

2.1. PARÁMETROS DE DISEÑO

Caudales de Diseño

Para estimar el caudal de diseño de las redes de suministro de agua, se tomó el método de Hunter modificado, el cual consiste en asignar a cada aparato, unidades para indicar la importancia que tiene dentro del funcionamiento del sistema; este criterio considera también la probabilidad de que puedan funcionar simultáneamente varios aparatos. Para conocer el caudal de las unidades, se tomó la curva elaborada por Hunter y las curvas de la NTC 1500. A continuación, se presentan los valores de unidades tomados para los diferentes aparatos:

Tabla 8. Unidades de consumo por aparatos sanitarios1

Aparatos	Ocupación	Tipo de control del suministro	Unidades de consumo
Inodoro	Público	Fluxómetro	10
Inodoro	Público	Tanque de limpieza	5
Orinal	Público	Fluxómetro de Φ = 2,5 cm	10
Orinal	Público	Fluxómetro de Φ = 2,0 cm	5
Orinal	Público	Llave	2
Lavamanos	Público	Llave	4
Tina	Público	Válvula mezcladora	4
Ducha	Público	Válvula mezcladora	4
Fregadero de servicio	Público	Llave	2
Fregadero de cocina	Hotel, restaurante	Llave	4
Inodoro	Privado	Fluxómetro	6
Inodoro	Privado	Tanque de limpieza	3
Lavamanos	Privado	Llave	1
Bidé	Privado	Válvula mezcladora	2
Tina	Privado	Válvula mezcladora	2
Ducha	Privado	Válvula mezcladora	2
Ducha separada	Privado	Válvula mezcladora	2
Fregadero de cocina	Privado	Llave	2
Lavadero de 1 a 3 compartimientos	Privado	Llave	3
Lavadora	Privado	Llave	2
	Pública	Llave	4
Lavaplatos eléctricos	Privado	Llave	3
	Público	Llave	6

1) Los valores de unidades relacionados representan la carga total para el sistema de abastecimiento de agua. Los valores individuales tanto para agua fría como para agua caliente en aparatos que incluyan las dos conexiones se debe tomar como ¾ del valor total relacionado para el aparato.

Figura No. 5: *Unidades de consumo de la red de agua potable.*
Fuente: NTC 1500, Código de Fontanería.

Unidades de consumo de los diferentes aparatos a utilizar en el proyecto en análisis, Norma Icontec 1500:

Aparatos sanitarios públicos	Inodoros fluxometro	10
	Inodoros tanque	5
	Orinales llave	2
	Lavaplatos	4
	Fregadero de servicio	2
	Lavamanos	4
	Duchas	4

Tabla No. 1: *Unidades de consumo de los aparatos de los cuartos sanitarios públicos.*
Fuente: Elaboración propia con base en la NTC 1500, Código de Fontanería tercera actualización.

De acuerdo con las características del proyecto se tiene que cada una de las zonas húmedas tienen las siguientes unidades en consumo.

Baño Público Mujeres	Inodoros	5	25
	Lavamanos	4	16
	Total		41
Baño Público Hombres	Inodoros	2	10
	Lavamanos	4	16
	Orinales	3	15
	Total		41
Camerino A y B	Inodoros	2	10
	Lavamanos	6	24
	Duchas	4	16
	Total		50
Baños individuales, seguridad, Cocina y Aseo	Inodoros	3	15
	Inodoro flux.	1	5
	Lavaplatos	1	4
	Lavamanos	4	15
	Fregadero Servicio	1	2
	Total		41
UNIDADES TOTALES PROYECTO			173

Tabla No. 2: *Unidades de consumo por cuarto sanitarios del proyecto.*
Fuente: NTC 1500, Código de Fontanería tercera actualización.

Diámetros mínimos para abastecimiento de los diferentes aparatos, Norma Icontec 1500:

APARATO	Diámetro (pulg)
Inodoro de tanque	1/2
Inodoro de fluxómetro	1
Orinal de fluxómetro	1/2
Ducha	1/2
Fregadero de servicio	1/2
Lavamanos	1/2

Tabla No. 3: *Diámetros de abastecimiento para los aparatos sanitarios*
Fuente: NTC 1500, Código de Fontanería tercera actualización.

Dimensionamiento de Tuberías

Para el dimensionamiento de las tuberías de la red hidráulica se utiliza el método de simultaneidad y el método de hunter modificado.

- **Método de simultaneidad de uso:** Este método se basa en las aplicaciones de un factor que evalúa la simultaneidad de funcionamiento de los aparatos sanitarios.

  El método del factor de simultaneidad se determina un caudal máximo probable que será el caudal del tramo suponiendo que no presenta un funcionamiento de todos los aparatos al mismo tiempo.

  El factor de simultaneidad de uso se expresa de la siguiente manera:

  - Para calcular el caudal máximo probable, se debe multiplicar el caudal máximo posible por el factor de simultaneidad F.S.
  - Este factor depende fundamentalmente del número de aparatos y si el uso es común o privado.

- **Método de Hunter Modificado:** Para el dimensionamiento de las tuberías se tiene en cuenta que todos los aparatos instalados no funcionan simultáneamente; por esta razón se deben distinguir varios tipos de caudal.

  El método pretende evaluar el caudal máximo probable y se basa en el concepto de que únicamente unos pocos aparatos, de todos los que están conectados al sistema, entrarán en operación simultánea en un instante dado.

  El efecto de cada aparato que forma parte de un grupo numeroso de elementos similares depende de:

  - Caudal del aparato.
  - Frecuencia de uso.
  - Duración de uso.

Velocidades

La velocidad mínima para garantizar arrastre de partículas o sedimentos es de 0.6 m/s. La velocidad máxima para evitar ruidos, erosión de la tubería y golpe de ariete es de 2.0 m/s para diámetros inferiores a 2.1/2” y de 2.5 m/s para diámetros iguales o superiores.

La velocidad se obtiene por medio de la ecuación:

$$V = {}^{Q_{máx\ prob}}/_{A}$$

Q= Caudal máximo probable estimado por el método de hunter modificado.

Para 3 < (ΣUc) < 240:
Instalación hidráulica con aparatos comunes: $Q_c = 0{,}1163 \cdot (\Sigma UC)^{0.6875}$
Instalacion hidráulica con aparatos con fluxor: $Q_c = 0{,}7243 \cdot (\Sigma UG)^{0.3840}$

Figura No. 6: *Ecuación para el cálculo del caudal máximo probable*
Fuente: NTC 1500, Código de Fontanería.

En este caso se adoptó la fórmula de Instalación hidráulica con aparatos comunes y se toma la fórmula para proyectos con menos de 240 unidades de consumo que en este caso el escenario deportivo tendrá 233 unidades, esta fórmula es aplicable a este proyecto en el que toda la red contiene aparatos sanitarios comunes.

A= Área de las tuberías calculado con el diámetro interior promedio dado por los catálogos de tuberías.

Presiones

Las presiones mínimas en los aparatos están dadas por la siguiente tabla:

Tipos de aparatos hidrosanitario	Caudal [a] L/min (gpm)	Presión de flujo kPa (psi)
Bañera, válvula mezcladora balance de presión, termostática, 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 servicio	11 (3)	55 (8)
Orinal de válvula	45 (12)	172 (25)
Inodoro de desboque o arrastre con válvula fluxómetro	95 (25)	310 (45)
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: 1 kPa = 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.		

Figura No. 7: *Caudales y presiones mínimas para los aparatos sanitarios*
Fuente: NTC 1500, Código de Fontanería, tercera actualización.

La presión de agua en la red de distribución no debe exceder los 552 kPa (80 psi). Donde se superen estos valores se deben instalar dispositivos reductores de presión. Donde sea necesaria una mayor presión de servicio se debe disponer de dispositivos reforzadores de presión para ese caso específico.

Cálculo de Tuberías

Para el cálculo de pérdidas en la tubería de suministro se utiliza la ecuación de HAZEN WILLIAMS:

$$h = \frac{V^{1.852}}{(0.3547 * C)^{1.852} * D^{1.167}}$$

h: Pérdidas por fricción (m/m)
V: Velocidad (m/s)
D: Diámetro nominal (m)
C: Coeficiente de rugosidad (C=145 para tubería de PVC)

Para el cálculo de presión en los extremos se utiliza la ecuación de "BERNOULLI"

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + h_{1-2}$$

$$h_f = h * L_{1-2}$$

L_{1-2} = Longitud tubería + Longitud equivalente accesorios.

2.2. ANÁLISIS DE UNIDADES TOTALES DEL PROYECTO

Con base en las características de los aparatos sanitarios de todos los aparatos sanitarios de los cuartos que componen al estadio Alvaro Rey, se calcula el diámetro de la tubería que abastecerá cada uno de estos, su velocidad y las unidades de consumo que tendrá el centro deportivo.

Estos cálculos se realizan definiendo la ruta crítica de todas las instalaciones, por lo cual se les realiza el cálculo de la velocidad, el caudal y el diámetro de las tuberías de toda la red interna desde el medidor hasta el aparato crítico. En este caso se tomaron dos rutas críticas, de las cuales se presenta a continuación el cálculo de la caída de presión y la otra ruta crítica se presenta en los anexos:

- **Ruta crítica:**

APARATO CRITICO		
APARATO	NIVEL	Ubicación
Inodoro	1786 m.s.n.m	Baño enfermería

Tabla No. 4: *Aparato critico de la red.*
Fuente: Elaboración propia.

Para el cálculo del predimensionamiento por el método de Hunter Modificado, se realiza de forma directa desde el medidor hasta cada uno de los aparatos de la ruta crítica, hasta llegar al aparato crítico.

Método de Hunter Modificado
Pre-dimensionamiento. Red interna principal.

1	2	3	4	5	6	7	8
TRAMO	N° APARATO SANITARIO	UNIDADES DE CONSUMO	Q. MÁXIMO PROBABLE (lps)	Q. MÁXIMO PROBABLE (m3ps)	DIÁMETRO MÍNIMO (m)	DIÁMETRO NOMINAL (in)	VELOCIDAD REAL (m/s)
IND-LVM	1	5	0.35	0.00035	0.01496	1/2	1.355
LVM-A	2	9	0.53	0.00053	0.01831	1/2	2.029
Poceta-A	1	2	0.19	0.00019	0.01092	1/2	0.722
A-B	3	11	0.60	0.00060	0.01962	3/4	1.379
DCH-DCH	1	4	0.30	0.00030	0.01386	1/2	1.162
DCH-IND	2	8	0.49	0.00049	0.01759	1/2	1.871
IND-C	3	13	0.68	0.00068	0.02078	3/4	1.547
LVM1-LVM2	1	4	0.30	0.00030	0.01386	1/2	1.162
LVM2-LVM3	2	8	0.49	0.00049	0.01759	1/2	1.871
LVM3-C	3	12	0.64	0.00064	0.02022	3/4	1.464
C-B	6	25	1.06	0.00106	0.02602	1	1.484
B-D	9	36	1.37	0.00137	0.02949	1	1.907
LVM1-LVM2	1	4	0.30	0.00030	0.01386	1/2	1.162
LVM2-LVM3	2	8	0.49	0.00049	0.01759	1/2	1.871
LVM3-LVM4	3	12	0.64	0.00064	0.02022	3/4	1.464
LVM4-E	4	16	0.78	0.00078	0.02232	3/4	1.784
IND-IND	1	5	0.35	0.00035	0.01496	1/2	1.355
IND-ORN1	2	10	0.57	0.00057	0.01899	3/4	1.291
ORN1-ORN2	3	15	2.05	0.00205	0.03612	1 1/4	1.793
ORN2-E	4	20	2.29	0.00229	0.03817	1 1/4	2.003
E-ORN3	8	36	2.87	0.00287	0.04273	1 1/2	1.914
ORN3-D	9	41	3.01	0.00301	0.04381	1 1/2	2.012
D-F	18	77	3.84	0.00384	0.04944	2	1.641
LVM1-LVM2	1	4	1.23	0.00123	0.02802	1	1.722
LVM2-LVM3	2	8	1.61	0.00161	0.03201	2	0.688
LVM3-LVM4	3	12	1.88	0.00188	0.03460	1 1/4	1.646
LVM4-G	4	16	2.10	0.00210	0.03657	1 1/4	1.838
IND1-IND2	1	5	1.34	0.00134	0.02925	1	1.876
IND2-IND3	2	10	1.75	0.00175	0.03341	1 1/4	1.535
IND3-IND4	3	15	2.05	0.00205	0.03612	1 1/4	1.793
IND4-G	4	20	2.29	0.00229	0.03817	1 1/4	2.003
G-IND5	8	36	2.87	0.00287	0.04273	1 1/2	1.914
IND5-F	9	41	3.01	0.00301	0.04381	1 1/2	2.012
F-H	27	118	4.52	0.00452	0.05367	2	1.934
LVM1-LVM2	1	4	1.23	0.00123	0.02802	1	1.722
LVM2-LVM3	2	8	1.61	0.00161	0.03201	1 1/4	1.409
LVM3-I	3	12	1.88	0.00188	0.03460	1 1/4	1.646
DCH-DCH	1	4	1.23	0.00123	0.02802	**1**	1.722
DCH-IND	2	8	1.61	0.00161	0.03201	1 1/4	1.409
IND-I	3	13	1.94	0.00194	0.03514	1 1/4	1.698
I-H	6	25	2.49	0.00249	0.03984	1 1/2	1.664
H-J	33	143	4.87	0.00487	0.05568	2	2.082

Método de Hunter Modificado Pre-dimensionamiento. Red interna principal.							
1	2	3	4	5	6	7	8
TRAMO	N° APARATO SANITARIO	UNIDADES DE CONSUMO	Q. MÁXIMO PROBABLE (lps)	Q. MÁXIMO PROBABLE (m3ps)	DIÁMETRO MÍNIMO (m)	DIÁMETRO NOMINAL (in)	VELOCIDAD REAL (m/s)
IND-LVM	1	5	1.34	0.00134	0.02925	1	1.876
LVM-J	2	9	1.68	0.00168	0.03274	**1 1/4**	1.474
J-K	35	152	4.99	0.00499	0.05634	2	2.131
IND-LVM	1	4	1.23	0.00123	0.02802	1	1.722
LVM-L	2	8	1.61	0.00161	0.03201	1 1/4	1.409
LVPL-L	1	4	1.23	0.00123	0.02802	1	1.722
L-K	3	12	1.88	0.00188	0.03460	1 1/4	1.646
K-M	38	164	5.13	0.00513	0.05717	2	2.194
IND-LVM	1	5	1.34	0.00134	0.02925	1	1.876
LVM-M	2	9	1.68	0.00168	0.03274	2	0.720
M-MEDIDOR	40	173	5.24	0.00524	0.05776	2	2.240

Tabla No. 5: *Predimensionamiento red interna de la ruta crítica por el método de Hunter Modificado.*
Fuente: Elaboración propia.

A partir de realizar el dimensionamiento de las tuberías, el cálculo de las velocidades y los caudales de la zona de zonas húmedas del escenario público, asegurándose de cumplir con la normativa vigente. En algunos casos se permitió que la velocidad fuera un poco mayor a la velocidad máxima permisible de 2 m/s, esto debido a que el método empleado para este cálculo tiene un factor de seguridad grande, por lo cual se permite una velocidad un poco mayor a 2 m/s.

Para el cálculo de las perdidas en la red como se ha explicado se empleará la fórmula de Hazen Williams y se calcularan las pérdidas de la red con la ruta crítica del sistema, este cálculo se muestra a continuación para el proyecto.

2.3. CARACTERISTICAS DE LA RED

Las características de la red del proyecto son las siguientes:

CARACTERÍSTICAS DE LA RED HASTA EL PARATO MÁS DESFAVORABLE						
Tramo	**Longitud del tramo (m)**	**Accesorios**	**Cantidad**	**Diámetro de la tubería (in)**	**Caudal (l/s)**	**Velocidad (m/s)**
Medidor-M	2	Medidor	1	2	0.055	2.24
		Válvula cheque	1			
		Tee 2" (paso directo)	1			
		Codo	1			
M-K	15.13	Codo	1	2	0.055	2.19
		Tee 2" (paso directo)	1			

CARACTERÍSTICAS DE LA RED HASTA EL PARATO MÁS DESFAVORABLE						
Tramo	**Longitud del tramo (m)**	**Accesorios**	**Cantidad**	**Diámetro de la tubería (in)**	**Caudal (l/s)**	**Velocidad (m/s)**
K-J	1	Tee 2" (paso directo)	1	2	0.055	2.13
J-H	4.3	Tee 2" (paso directo)	1	2	0.055	2.08
H-F	1	Tee 2" (paso directo)	1	2	0.055	1.93
F-D	6.3	Tee 2" (paso directo)	1	2	0.055	1.64
D-B	3.4	Tee 1" (paso directo)	1	1	0.0302	1.91
		Reducción 2" a 1"	1			
B-A	4	Reducción 1" a 3/4"	1	3/4	0.02363	1.38
		Codo	1			
A-LVM	4.7	Codo	1	1/2	0.01818	2.03
		Tee 3/4" (paso directo)	1			
LVM-IND	1.5	Codo	1	1/2	0.01818	1.35

Tabla No. 6: *Características de la red hidráulica.*
Fuente: Elaboración propia.

- ***Pérdidas en el contador***

En concordancia con los planos de diseño arquitectónico y las unidades de consumo del proyecto, a continuación, se relacionan el cálculo del micromedidor a poner en el proyecto.

Unidades totales:	173 Ud
Equivale a un caudal de:	22.66 m^3/h
Diámetro comercial de la tubería:	2”
Diámetro real de la tubería:	2”

Tabla No. 7: *Características generales de la red de agua potable del proyecto.*
Fuente: Elaboración propia.

Para este Estadio llamado Alvaro Rey del municipio de Manzanares se requiere un macromedidor de 2”, es por lo que se debe conocer la curva de pérdidas en el medidor.

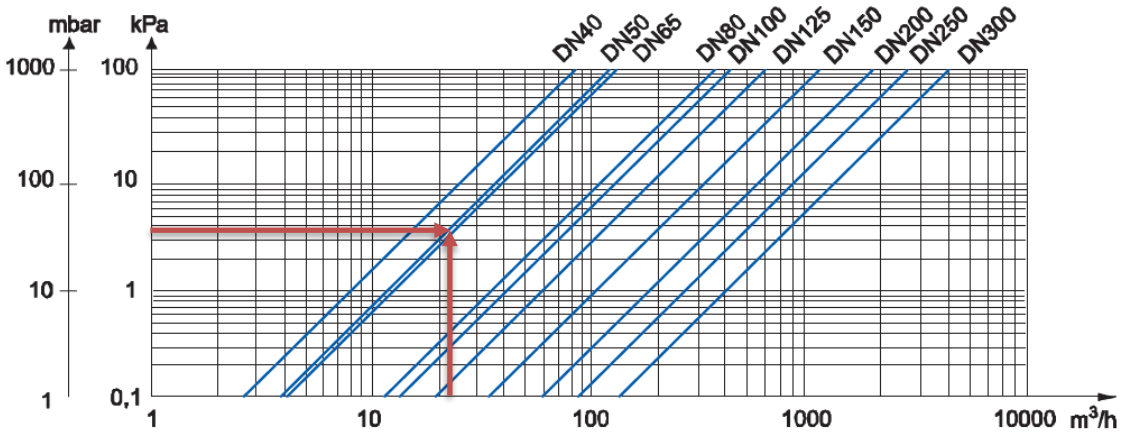


Figura No. 8: *Pérdida de carga del macromedidor DN50*
Fuente: Catalogo contador WOLTMAN MWN.

En esta gráfica se analiza que las pérdidas en el contador son de: 3.8 KPa bar igual 0.39 metros.

- ***Perdidas por accesorios.***

PÉRDIDA DE ENERGÍA POR ACCESORIOS (h_s). Utilizando el coeficiente K					
TRAMO	**ACCESORIOS**	**DIÁMETRO EFECTIVO TUBERÍA (m)**	**VELOCIDAD (m/s)**	**K**	**hs (m)**
Medidor-M	Medidor	2	2.24		**0.39**
	Válvula cheque			2.50	0.64
	Tee 2" (paso directo)			0.15	0.04
	Codo			0.30	0.08
M-K	Codo	2	2.19	0.30	0.07
	Tee 2" (paso directo)			0.15	0.04
K-J	Tee 2" (paso directo)	2	2.13	0.15	0.03
J-H	Tee 2" (paso directo)	2	2.08	0.15	0.03
H-F	Tee 2" (paso directo)	2	1.93	0.15	0.03
F-D	Tee 2" (paso directo)	2	1.64	0.15	0.02
D-B	Tee 1" (paso directo)	1	1.91	0.15	0.03
	Reducción 2" a 1"			0.90	0.17
B-A	Reducción 1" a 3/4"	3/4	1.38	0.90	0.09
	Codo			0.30	0.03
A-LVM	Codo	1/2	2.03	0.30	0.06
	Tee 3/4" (paso directo)			0.15	0.03
LVM-IND	Codo	1/2	1.35	0.30	0.03
Tabla No. 8: *Pérdidas menores o por accesorios de la red.* **Fuente:** Elaboración propia.					**1.42**

- Aplicación de la ecuación de energía y para las perdidas en accesorias.

SIGUIENDO LA ECUACIÓN DE ENERGÍA Y PARA LAS PÉRDIDAS EN ACCESORIOS TENEMOS:	
$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \Sigma_{pérdidas\,1-2}$	
Pérdidas en el contador (mca)	0.39
Z1 (m)	1788
z2 (m) aparato crítico	1786
P2 (m.c.a) PARA EL APARATO CRÍTICO	8.44
hf (m)	4.623
hs-k (m)	1.42
P1 (m.c.a)	**12.87**
PI (PSI)	**18.30**

Tabla No. 9: *Aplicación de la ecuación de energía para el cálculo de la caída de presión en la red.*
Fuente: Elaboración propia.

- ***Perdidas por fricción, accesorios y longitud equivalente.***

PÉRDIDA DE ENERGÍA POR ACCESORIOS (h_s). Longitudes equivalentes						
Tramo	**Accesorios**	**Diámetro tubería (in)**	**K**	**L.E. tramo (m)**	**Longitud total (m)**	**Hs (m)**
Medidor-M	Medidor	2		1.37	3.37	0.28
	Válvula cheque		0.00			
	Tee 2" (paso directo)		0.15			
	Codo		0.30			
M-K	Codo	2	0.30	1.37	16.50	1.33
	Tee 2" (paso directo)		0.15			
K-J	Tee 2" (paso directo)	2	0.15	0.45	1.45	0.11
J-H	Tee 2" (paso directo)	2	0.15	0.45	4.75	0.35
H-F	Tee 2" (paso directo)	2	0.15	0.44	1.44	0.09
F-D	Tee 2" (paso directo)	2	0.15	0.43	6.73	0.32
D-B	Tee 1" (paso directo)	1	0.15	1.51	4.91	0.63
	Reducción 2" a 1"		0.90			
B-A	Reducción 1" a 3/4"	3/4	0.90	1.19	5.19	0.51
	Codo		0.30			
A-LVM	Codo	1/2	0.30	0.35	5.05	1.36
	Tee 3/4" (paso directo)		0.15			
LVM-IND	Codo	1/2	0.30	0.21	1.71	0.23
						5.22

Tabla No. 10: *Pérdidas de energía por el método de la longitud equivalente.*
Fuente: Elaboración propia.

- Aplicación de la ecuación de energía y para las perdidas en accesorios.

SIGUIENDO LA ECUACIÓN DE ENERGÍA Y PARA LAS PÉRDIDAS EN ACCESORIOS TENEMOS:	
$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \Sigma_{pérdidas\ 1-2}$	
Pérdidas en el contador	0.39
Z1 (m)	1788
z2 (m)	1786
P2 (m.c.a) PARA EL APARATO CRÍTICO	8.44
hs_Le (m)	5.22
P1 (psi)	**12.05**
P1 (m.c.a)	**17.14**

Tabla No. 11: *Aplicación de la ecuación de energía para el cálculo de la caída de presión en la red.*

Caída de presión total en la red: 12.05 metros columna de agua (mca)
Presión estática del sitio: Entre 50 Psi y 60 Psi. (35.18 mca y 42.24 mca).
Para determinar la pérdida de carga se utilizó la fórmula de Hazen y Williams:

$$F = \frac{0.2083 * (100 / C)^{1.85} * Q^{1.85}}{D^{4.866}}$$

En donde:

F= Pérdidas por fricción (J), en m/100m
Q= Caudal en gpm
D= Diámetro en pulgadas
C= Factor de fricción
C= 100 para tuberías de acero
C= 150 para tuberías de PVC

En este caso se observa que la presión requerida en el sistema es menor a la presión que tiene el sistema de acueducto de todo municipio del departamento de Caldas (12 m.c.a), es por esto por lo que el sistema en análisis no requiere un sistema de presión constante.

3. DISEÑO DE REDES DE DESAGUES

Las aguas residuales de los baños se llevarán a través de colectores hacia cajas de inspección que se encuentran ubicadas el exterior de las zonas húmedas, en el nivel 0.0. Con estas cámaras se evacúan las aguas residuales hasta la cámara que se encuentra ubicada en la salida del estadio y de ahí hacía un manhole ubicado en la calle exterior al Estadio. A este manhole solo se le drenan las aguas residuales del proyecto. Esta cámara de inspección se conecta con la recamara existente del sistema de alcantarillado público del municipio. En donde se entregarán a la red pública de alcantarillado como se puede observar en la siguiente figura, que muestra las cámaras y tuberías de alcantarillado del sector.

El trazado propuesto para la red es el siguiente:

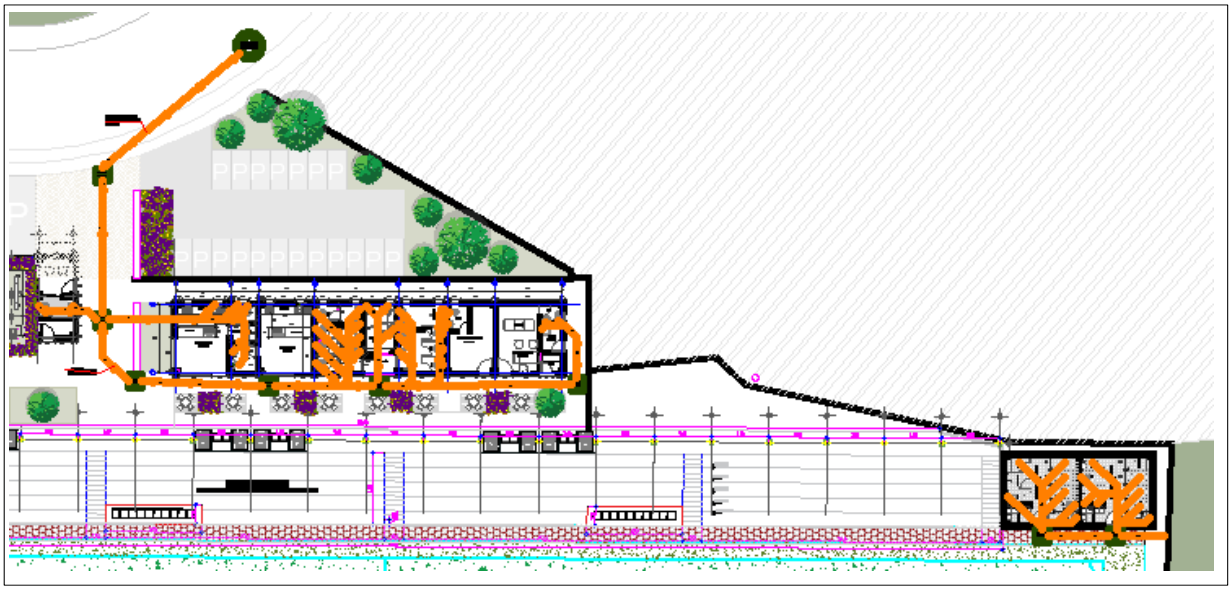


Figura No. 9: Sistema de evacuación de las aguas sanitarias.

Fuente: Elaboración propia

Todas las aguas residuales del Estadio drenan en el nivel +0.00 y en este proyecto al solo tener un nivel, no tiene bajantes de aguas servidas.

En este proyecto las aguas lluvias provenientes de las cubiertas de la gradería y de la edificación son llevadas por tuberías que las conducen desde las canales hasta las recamaras de aguas lluvias. Estas recamaras se unen con las que transportan el agua proveniente de los filtros de la cancha de fútbol y se entregan a la ladera. Para la entrega de estas aguas lluvias a la ladera, se propone una obra de mitigación de erosión, que puede ser construida con rocas.

Las aguas negras y lluvias se manejan de manera independiente dentro del proyecto.

3.1. PARÁMETROS DE DISEÑO

3.1.1. Análisis hidráulico de colectores

El flujo de aguas residuales en una red de alcantarillado para su recolección y evacuación no es permanente, sin embargo, el dimensionamiento hidráulico de la sección de un colector puede hacerse suponiendo que el flujo en éste es uniforme, esto es válido en especial para colectores de diámetros pequeños.

El procedimiento de cálculo se basó en la suposición de que el flujo es uniforme en el conducto y como tal; el análisis se realizó utilizando la fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

En donde:

V: Velocidad media en m/s.
n: Coeficiente de rugosidad de Manning.
R: Radio hidráulico en metros.
S: Pendiente del conducto en m/m.

El flujo libre y uniforme en los colectores deberá ser estable, para lo cual el número de Froude es menor a 0.9 y mayor de 1.10.

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gD}}$$

Donde:

F: Número de Froude adimensional.
V: Velocidad media del flujo en m/s.
g: Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s^2.
D: Profundidad hidráulica, igual al área del agua, medida normalmente a la dirección del flujo, dividida por el ancho de la superficie libre tomada en metros.

3.1.2. Coeficiente de Rugosidad de Manning

De acuerdo con las características genéricas de forma y material de los conductos, se utilizó un coeficiente de rugosidad de 0.011 para los colectores en PVC.

3.1.3. Velocidad y pendiente

La pendiente de la tubería sanitaria debe ser tal que garantice su capacidad para evacuar el caudal de diseño, con una velocidad comprendida entre 0.6 m/s y 5 m/s.

En las redes de aguas lluvias, la velocidad mínima no deberá ser inferior a 0.75 m/s y la máxima no deberá exceder las velocidades permisibles.

3.1.4. Capacidad Hidráulica

En la red de aguas residuales no se podrá exceder una relación de caudales de 0.75, mientras que en la red de aguas lluvias no se podrá exceder una relación de caudales de 0.95.

3.1 Cálculo de caudales sanitarios

Para estimar el caudal de diseño de los colectores de aguas residuales, se tomó el método propuesto en 1940 por Roy B. Hunter, el cual consiste en asignar a cada aparato, unidades para indicar la importancia que tiene dentro del funcionamiento del sistema; este criterio considera también la probabilidad de que puedan funcionar simultáneamente varios aparatos. Para conocer el caudal de las unidades, se tomó la curva elaborada por Hunter y las curvas que se pueden encontrar en la NTC 1500.

Para el diseño y determinación de los ramales horizontales en los pisos superiores, las bajantes y los ramales horizontales finales se utilizan las tablas 8.10.1 (1) (Desagües y alcantarillado de la edificación) y 8.10.1 (2) (Unidades de aparatos en ramales horizontales y bajantes) de la Norma Icontec 1500 tercera actualización, todas las tuberías de la red de desagüe de aguas residuales se proponen con pendiente del 1.5%. A continuación, se presentan los valores de unidades tomados para los diferentes aparatos:

APARATO	DIAMETRO MÍN (pulg)	DIAMETRO MÍN DEL SIFÓN (pulg)	UN
Duchas público	2	2	4
Inodoro público tanque de limpeza	4	4	5
Lavamanos público	2	2	4
Orinales	2	2	5
Fregadero de servicios	2	2	4

Tabla No. 12: *Unidades y diámetros de las tuberías de desagüe por aparato sanitario.*
Fuente: NTC 1500, Código de fontanería.

El caudal máximo probable se determina a partir de las unidades de descarga y si la red cuenta con aparatos con fluxómetros o no, para este caso, al tratarse de un escenario público es normal contar con este tipo de aparatos.

Para $3 < (\Sigma Uc) < 240$:
Instalación hidráulica con aparatos comunes: $Q_c = 0{,}1163 \cdot (\Sigma UC)^{0.6875}$
Instalacion hidráulica con aparatos con fluxor: $Q_c = 0{,}7243 \cdot (\Sigma UG)^{0.3840}$

Figura No. 10: *Ecuaciones del caudal máximo probable, para unidades de descarga entre 3 y 240*
Fuente: NTC 1500; Código de fontanería.

Para 260 < (ΣUc) < 1000:
Instalación hidráulica con aparatos comunes: $Q_c = 0{,}0740 \cdot (\Sigma UC)^{0.7504}$
Instalacion hidráulica con aparatos con fluxor: $Q_c = 0{,}3356 \cdot (\Sigma UG)^{0.5281}$

Figura No. 11: *Ecuaciones del caudal máximo probable, para unidades de descarga entre 260 y 1000*

Fuente: NTC 1500; Código de fontanería.

Como se tienen aparatos sanitarios comunes y 233 unidades de descarga, se trabaja con esta ecuación:

$$Qc = 0.3356 * (\sum UG)^{0.5281}$$

Teniendo en cuenta el trazado de la red, las unidades de descarga y los diámetros mínimos propuestos en la tabla 1, se procede a verificar que su capacidad hidráulica no exceda el 75% del diámetro.

Para el nivel +0.00:

Método de Hunter Modificado
Pre-dimensionamiento. Sistema de drenaje.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
TRAMO	N° APARATO SANITARIO	UNIDADES DE DESCARGA	Q. MÁXIMO PROBABLE (lps)	Q. MÁXIMO PROBABLE (m3/s)	DIÁMETRO NOMINAL (in)	VELOCIDAD REAL (m/s)	ALTURA NORMAL (m)	ALTURA CRÍTICA (m)	75% DIÁMETRO (m)
IND-SIFON	1	5	0.34	0.00034	2	0.606	0.01824	0.02195	0.0381
SIFON-LVM	2	2	0.48	0.00048	2	0.606	0.02205	0.02631	0.0381
LVM-SIFON	3	12	1.25	0.00125	4	0.962	0.02743	0.03505	0.0762
SIFON-POCETA	4	22	1.72	0.00172	4	0.962	0.03241	0.04145	0.0762
POCETA-CAJA1	5	10	1.13	0.00113	4	0.962	0.02611	0.03332	0.0762
CAJA1-CAJA2	5	20	1.63	0.00163	4	0.962	0.03150	0.04023	0.0762
LVM-LVM	1	30	2.02	0.00202	4	0.962	0.03526	0.04501	0.0762
LVM-SIFON	2	10	1.13	0.00113	4	0.962	0.02611	0.03332	0.0762
SIFON-LVM	3	40	2.35	0.00235	4	0.962	0.03820	0.04877	0.0762
DCH-DCH	4	62	2.97	0.00297	4	0.962	0.04338	0.05517	0.0762
DCH-IND	5	72	3.21	0.00321	4	0.962	0.04531	0.05740	0.0762
IND-LVM	6	82	3.44	0.00344	4	0.962	0.04714	0.05954	0.0762
IND-IND	7	92	3.66	0.00366	4	0.962	0.04887	0.06147	0.0762
IND-ORN	8	93	3.68	0.00368	4	0.962	0.04907	0.06147	0.0762
ORN-LVM	9	97	3.76	0.00376	4	0.962	0.04968	0.06238	0.0762
LVM-ORN	10	101	3.84	0.00384	4	0.962	0.05029	0.06309	0.0762
ORN-CAJA2	11	105	3.92	0.00392	4	0.962	0.05090	0.06370	0.0762
CAJA2-CAJA3	16	125	4.00	0.00400	4	0.962	0.05151	0.06441	0.0762
LVM-LVM	1	30	0.48	0.00048	2	0.606	0.02205	0.02631	0.0381
LVM-LVM	2	10	4.04	0.00404	4	0.962	0.05182	0.06472	0.0762
LVM-LVM	3	40	1.95	0.00195	4	0.962	0.03454	0.04420	0.0762

Método de Hunter Modificado Pre-dimensionamiento. Sistema de drenaje.									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
TRAMO	N° APARATO SANITARIO	UNIDADES DE DESCARGA	Q. MÁXIMO PROBABLE (lps)	Q. MÁXIMO PROBABLE (m3/s)	DIÁMETRO NOMINAL (in)	VELOCIDAD REAL (m/s)	ALTURA NORMAL (m)	ALTURA CRÍTICA (m)	75% DIÁMETRO (m)
LVM-LVM	4	62	4.55	0.00455	4	0.962	0.05568	0.06888	0.0762
LVM-LVM	5	72	1.45	0.00145	4	0.962	0.03526	0.04552	0.0762
LVM-SIFON	6	82	0.48	0.00048	2	0.962	0.02611	0.03332	0.0762
SIFON-LVM	7	92	1.54	0.00154	4	0.962	0.03526	0.04552	0.0762
LVM-LVM	8	93	0.70	0.00070	2	0.962	0.02611	0.03332	0.0762
LVM-IND	9	97	1.01	0.00101	4	0.962	0.02469	0.03139	0.0762
DCH-IND	10	101	1.25	0.00125	4	0.962	0.02743	0.03505	0.0762
IND-DCH	11	105	2.02	0.00202	4	0.962	0.03526	0.04501	0.0762
DCH-IND	12	109	2.06	0.00206	4	0.962	0.03526	0.04552	0.0762
IND-IND	13	114	1.13	0.00113	4	0.962	0.02611	0.03332	0.0762
IND-IND	14	119	1.63	0.00163	4	0.962	0.03150	0.04023	0.0762
IND-IND	15	124	2.02	0.00202	4	0.962	0.03526	0.04501	0.0762
IND-CAJA3	16	129	2.94	0.00294	4	0.962	0.04318	0.05486	0.0762
CAJA3-CAJA4	32	254	1.13	0.00113	4	0.962	0.02611	0.03332	0.0762
LVM-IND	1	30	1.35	0.00135	4	0.962	0.02855	0.03647	0.0762
IND-LVM	2	10	3.28	0.00328	4	0.962	0.04592	0.05812	0.0762
LVM-LVM	3	40	3.51	0.00351	4	0.962	0.04775	0.06015	0.0762
SIFON-LVM	4	62	3.59	0.00359	4	0.962	0.03526	0.04552	0.0762
LVM-LVM	5	72	6.20	0.00620	4	0.962	0.02611	0.03332	0.0762
LVM-SIFON	6	82	1.45	0.00145	4	0.962	0.03526	0.04552	0.0762
SIFON-IND	7	92	0.48	0.00048	4	0.962	0.02611	0.03332	0.0762
IND-IND	8	93	1.54	0.00154	4	0.962	0.03526	0.04552	0.0762
IND-LVPL	9	97	0.70	0.00070	4	0.962	0.02611	0.03332	0.0762
LVPL-CAJA4	10	101	1.01	0.00101	4	0.962	0.02469	0.03139	0.0762
CAJA4-CAJA5	42	355	1.25	0.00125	4	0.962	0.02743	0.03505	0.0762
IND-LVM	1	5	2.02	0.00202	4	0.962	0.03526	0.04501	0.0762
LVM-CAJA5	2	10	2.06	0.00206	4	0.962	0.03526	0.04552	0.0762
CAJA5-CAJA6	44	365	1.13	0.00113	4	0.962	0.02611	0.03332	0.0762
CAJA6-ALCANTARILLADO	44	365	1.63	0.00163	6	1.261	0.05395	0.07148	0.1143

Tabla No. 13: *Comprobación diámetros propuestos para el escenario deportivo.*
Fuente: Elaboración propia.

Las cargas máximas permitidas por la NTC 1500 en las bajantes de aguas negras son las siguientes:

Diámetro	Unidades de descarga, bajante principal	Unidades de descarga, desvió horizontal

2"	24	24
3"	72	42
4"	500	216
6"	1900	840

Tabla No. 14: *Unidades de descargas máximas*
Fuente: Elaboración propia.

Como en este proyecto solo se tiene un nivel, no se proponen bajantes para transportar las aguas servidas. Sin embargo, este escenario deportivo se encuentra en la cota 1784 m.s.n.m , las zonas húmedas en la cota 1788 m.s.n.m y la calle en donde están las cámaras con las tuberías de la red de alcantarillado municipal se encuentra en la cota 1786 m.s.n.m. Por lo cual, se debe tener una tubería que conduzca las aguas servidas desde la cámara de inspección del proyecto hasta la cámara del servicio de alcantarillado público, por lo cual esta será una bajante con una pendiente del 2% aproximadamente.

Los diámetros de la red interna varían como tal entre 2", 4" y 6", siendo siempre condicionadas por el diámetro mínimo del aparato más desfavorable, que sería el inodoro de tanque de limpieza.

4.1 Sistema de ventilación

El sistema de ventilación es de gran importancia en un sistema sanitario, pues garantiza que, al tener conductos cerrados, la presión en el sistema sea la atmosférica y que el flujo sea a superficie libre, esto ayuda a proteger los sellos hidráulicos de los aparatos sanitarios, evita el retraso del flujo y el deterioro de los materiales. Es importante garantizar que no se produzcan presiones mayores a 25 m.c.a por causa de la fricción entre las paredes y el agua.

Este sistema consta de una serie de tuberías o derivaciones que conectan a los aparatos sanitarios con las columnas de ventilación, por el extremo inferior se vinculan con la red de desagüe y en la parte superior se prolongan hacia la zona exterior.

De acuerdo con las condiciones de este proyecto en el que no existe más de un nivel, es decir no hay bajantes de aguas servidas y las conexiones de ventilación no son necesarias, además por el número de aparatos sanitarios tampoco es suficiente la carga de aire para la ventilación con tuberías externas, es decir con las tuberías de desagüe sanitario se pueden ventilar los aparatos sanitarios. Por lo tanto, en este proyecto se propone la re-ventilación, por medio de los lavamanos, en donde estarán conectado a la red de alcantarillado y ventilarán por la cubierta.

5.1 Cálculo de caudales de aguas lluvias

La principal función del drenaje pluvial es evacuar el agua de las cubiertas de la estructura de manera rápida para evitar acumulaciones que puedan ocasionar en algún momento filtraciones y humedad.

La estimación del caudal de diseño se realizó utilizando el Método Racional.

Este es un modelo empírico simple utilizado en el diseño de sistemas de drenaje urbano con áreas relativamente pequeñas < 80 Ha.

Se calcula el caudal pico de aguas lluvias utilizando la intensidad media del evento de precipitación, con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje y un coeficiente de impermeabilidad.

El caudal pico ocurre cuando toda el área de drenaje está contribuyendo, para lo cual dicho caudal es una fracción de la precipitación media bajo las siguientes suposiciones:

- El caudal pico de escorrentía en cualquier punto es función directa del área tributaria de drenaje y de la intensidad de precipitación promedio durante el tiempo de concentración en ese punto.

- El periodo de retorno del caudal pico es igual al periodo de retorno de la intensidad promedio de precipitación o evento de precipitación.

- La lluvia se distribuye uniformemente sobre el área de drenaje.

- La intensidad de la lluvia permanece constante durante un periodo de tiempo igual al tiempo de concentración.

- El coeficiente de impermeabilidad es constante para lluvias de cualquier duración o frecuencia sobre el área de drenaje.

- El tiempo de concentración puede ocurrir en cualquier momento durante la lluvia, en el comienzo, en la mitad o en el final de esta.

- El método racional supone que la relación entre la lluvia y la escorrentía es lineal.

Existen varios métodos para el cálculo de caudales, ellos dependiendo de si se cuenta con datos históricos de caudal en el sitio del proyecto, para lo cual se puede trabajar con los datos históricos de caudales máximos instantáneos de manera que se ajusten a distribuciones probabilísticas y se hagan inferencias estadísticas. O bien, se realice la transposición de los datos de caudal en el caso de que la estación hidrométrica sobre la corriente de agua que cruza la vía no se encuentre exactamente en el sitio del proyecto sino en la misma hoya hidrográfica (INVIAS, 2009).

Para este caso, no existen registros de aforo de caudales, por lo cual se utilizan los modelos lluvia-escorrentía de acuerdo con los rangos de aplicación según el área de la cuenca y que son utilizados cuando no existe la posibilidad de obtener medidas directas de caudales de drenaje en hoyas hidrográficas, siendo modelos en los cuales se calcula la escorrentía superficial.

De esta manera, a través de datos históricos de lluvia de corta duración, existentes en la cuenca de interés y representativos de ella, aplicados a la hoya hidrográfica con características específicas geométricas, de suelos, vegetación, etc., se calcula el caudal máximo instantáneo de escorrentía superficial sobre la hoya. Se cuenta con dos métodos para ello: El método racional y el método del hidrograma de escorrentía superficial; propiamente el hidrograma unitario del Soil Conservation Service de los Estados Unidos; Su aplicabilidad dependerá directamente de las áreas de drenaje. Para áreas de drenaje inferiores a 80 ha se puede recurrir al método racional, teniendo en cuenta: el periodo de retorno, la intensidad de la lluvia, el tiempo de concentración y el tipo de cobertura, para la transformación de la lluvia en escorrentía (Resolución 0330 de 2017, Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – Ras).

Según el análisis, los tramos de vías en estudio tienen áreas inferiores a 80 ha, por lo tanto, únicamente se utilizó el método racional para la transformación lluvia-escorrentía.

- **Características de la precipitación en la zona**

Una vez obtenidos los registros de precipitación de la estación hidrométrica del sitio del proyecto, se toman los valores máximos instantáneos anuales de datos históricos de precipitaciones de la zona. El cálculo hidrológico de las estructuras como alcantarillas u obras de drenajes, deberá basar el análisis en la información disponible sobre lluvias máximas de la zona y en las características físicas de la misma y así mismo la determinación de caudales dependiendo de la metodología a utilizar; serán de gran importancia los valores de precipitaciones máximas en 24 horas, pues a partir de dichos registros se crearán curvas de comportamiento para diferentes periodos de retorno (SAGARPA, sfp).

Los valores de precipitación permiten determinar la evolución temporal de los caudales de escorrentía y para ello se necesita información de lluvia que describa su variabilidad temporal, como histogramas (SAGARPA, sfp).

- **Método racional**

El método de la fórmula racional permite hacer estimaciones de los caudales máximos de escorrentía usando las intensidades máximas de precipitación. Este relaciona el caudal de escorrentía con la superficie del área aferente de drenaje, ya que la cobertura de esta área modifica la infiltración y la velocidad de la escorrentía, también tiene en cuenta la extensión del área aportante al flujo superficial. Finalmente relaciona con los anteriores factores la intensidad de la lluvia que cae sobre el área a estudiar, se considera que la distribución es constante en la zona aferente.

Básicamente, se formula que el caudal máximo de escorrentía es directamente proporcional a la intensidad máxima de la lluvia para un período de duración igual al tiempo de concentración, aplicando una lluvia de características “homogéneas” sobre al área de la cuenca.

Al utilizar la formula racional, se supone que el caudal toma un valor de caudal máximo pico Qp, cuando, debido a una cierta intensidad de lluvia sobre el área de drenaje, es producido

por esa precipitación que se mantiene por un tiempo igual al periodo de concentración del caudal en el punto en consideración (INVIAS, 2009).

La ecuación que define la formula racional, considera que toda la cuenca estará contribuyendo a formar el caudal de la escorrentía cuando transcurre todo el tiempo de concentración de la cuenca, así, el caudal calculado en consecuencia corresponde al valor máximo.

El Método Racional se expresa así:

$$Q = CIA$$

Donde:

Q: Descarga estimada en un sitio determinado, en l/s.
C: Coeficiente de escorrentía, expresado por un número adimensional que se estimó de acuerdo con lo especificado en este mismo numeral.
I: Intensidad de la lluvia, en l/s*ha, para una duración igual al tiempo de concentración y para el tiempo de retorno determinado.
A: Área de drenaje en hectáreas.

A continuación, se presenta como se obtiene cada uno de los factores de los tramos a estudiar, para de esta manera estudiar los caudales de aguas lluvias a evaluar.

- **Aplicación del método racional para las obras de drenaje superficial**

Teniendo en cuenta la cobertura, textura del suelo y pendiente de la zona del proyecto, se definió el coeficiente de escorrentía, de acuerdo con los valores establecidos en la siguiente tabla tomada del Manual de drenaje para carreteras de INVIAS (2009).

3.1.1. Coeficiente de Escorrentía C

El coeficiente de escorrentía está dado en función del tipo de suelo, la impermeabilidad de la zona, la pendiente del terreno y de otros factores que determinan la fracción de lluvia que se convierte en escorrentía. De acuerdo con la NS-085 los valores del coeficiente de escorrentía son los siguiente:

TIPO DE SUPERFICIE	C
Cubiertas	1.00
Pavimentos asfálticos y superficies en concreto	0.80
Vías adoquinadas	0,75
Zonas comerciales e industriales	0.75
Residencial, con casas contiguas, predominio de zonas duras	0.70
Residencial multifamiliar, con bloques contiguos y zonas duras entre estos	0.70
Residencial unifamiliar, con casas contiguas y predominio de jardines	0.55
Residencial con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados	0.45
Laderas con vegetación	0.30

Tabla No. 15: *Coeficientes de escorrentía*
Fuente: RAS 2010.

En el caso de este proyecto se van a presentar zonas en donde la superficie es algo permeable como la cancha sintética y zonas impermeables como las cubiertas y losas de concreto por esto se va a realizar de la siguiente forma:

Las superficies que recolectará las aguas lluvias de la zona de las gradas serán cubiertas en donde toda el agua que llegue a estas será drenada por canales de aguas lluvias, por lo cual el valor del coeficiente de escorrentía toma un valor de 1 para todos sus cálculos. Al igual que en el caso los corredores en losa, zonas donde tampoco se permite la infiltración, por ende, el coeficiente de escorrentía también será de 1.

La superficie que recolecta las aguas lluvias en la zona de la cancha sintética deberá ser ponderada, para esto se realiza el siguiente proceso.

Para el cálculo del coeficiente de escorrentía (C) se procedió de la siguiente forma:

- Identificar las áreas de drenaje que llegan a cada colector.
- Identificar los tipos de suelo dentro de las áreas de drenaje, teniendo en cuenta las consideraciones sobre el desarrollo urbano y las disposiciones legales sobre uso del suelo, esto implica que dentro de estas áreas se incluyan subáreas con diferentes coeficientes de escorrentía.
- De acuerdo con el punto anterior, identificar los coeficientes de escorrentía (C) según corresponda el tipo de suelo de acuerdo con la tabla mencionada en la norma NS-085 (Diseño de Alcantarillado). Para las áreas de drenaje que incluyen diferentes coeficientes de escorrentía, dicho coeficiente se calculó así:

$$C = \frac{\sum (C * A)}{\sum A}$$

3.1.2. Intensidad de la lluvia para el diseño de las obras de drenaje superficial.

Se empleó la metodología simplificada para el cálculo de curvas intensidad – duración - frecuencia, La cual es indicada en el manual de Drenaje de Carreteras del INVIAS (2009), En el cual es necesario conocer la precipitación máxima promedio en 24 horas multianual para luego poder aplicar la siguiente expresión:

$$i = \frac{a \times T^b \times M^d}{(t/60)^c}$$

Donde:
i Intensidad de la precipitación (mm/h),
T es el periodo de retorno, en años,
M es la precipitación máxima promedio anual en 24 horas a nivel multianual,
t Duración de la lluvia (min), y

a, b, c, d son los parámetros de ajuste de la regresión los cuales dependen de la región del país donde se ubica la estación meteorológica.

REGIÓN		a	b	c	d
Andina	(R1)	0.94	0.18	0.66	0.83
Caribe	(R2)	24.85	0.22	0.5	0.1
Pacífico	(R3)	13.92	0.19	0.58	0.2
Orinoquía	(R4)	5.53	0.17	0.63	0.42

Figura No. 12: *Parámetros según la región del país. Extraído de Manual de Drenaje para carreteras INV-2009.*

Para el departamento de Caldas se trabajó con los coeficientes valores de los parámetros correspondiente a la región Andina.

3.1.3. Precipitación máxima en 24 horas multianual.

Nombre	LLANADAS
Código	23025010
Categoria	Climática
Municipio	Manzanares (Caldas)
Longitud	-75.13333333
Latitud	5.2
Elevación	1420
Total de años de registro	44

Tabla No. 16: *Precipitación Máxima en 24 horas multianual*

Año	PPT_Max_24h [mm]	Año	PPT_Max_24h [mm]
1954	90	1976	73.9
1955	84	1977	91.6
1957	61.4	1978	91.6
1962	122.7	1979	78.7
1963	89.9	1980	60.1
1964	92.4	1982	80.6
1965	66.3	1983	97.8
1966	81.6	1984	90.3
1967	60.4	1985	70.6
1968	70.3	1986	73.3
1969	70.5	1993	70
1970	113.5	1994	109.5
1971	70.8	1997	78.3
1973	85.8	1998	115.9
1974	90.5	**PROMEDIO**	84
1975	93.3		

Tabla No. 17: *Promedio anual de PPT máxima en 24h*

3.1.4. Determinación de la intensidad de diseño- Análisis hidrológico

Cálculo de la intensidad - curva IDF							
Tr(años)	**a**	**b**	**c**	**d**	**M (mm)**	**t (min)**	**i(mm/h)**
3	0.94	0.18	0.66	0.83	84	10	148

Tabla No. 18: *Calculo de la intensidad IDF*

Duración (min)	**Periodo de retorno (años)**					
	2	**5**	**10**	**20**	**25**	**50**
10	137	162	184	208	217	245
20	87	103	116	132	137	155
30	67	78	89	101	105	119
40	55	65	74	83	87	98
50	48	56	63	72	75	85
60	42	50	56	64	66	75
70	38	45	51	58	60	68
80	35	41	47	53	55	62
90	32	38	43	49	51	58
100	30	35	40	46	47	54

Tabla No. 19: *Tabla de cruces entre T y duración (min).*

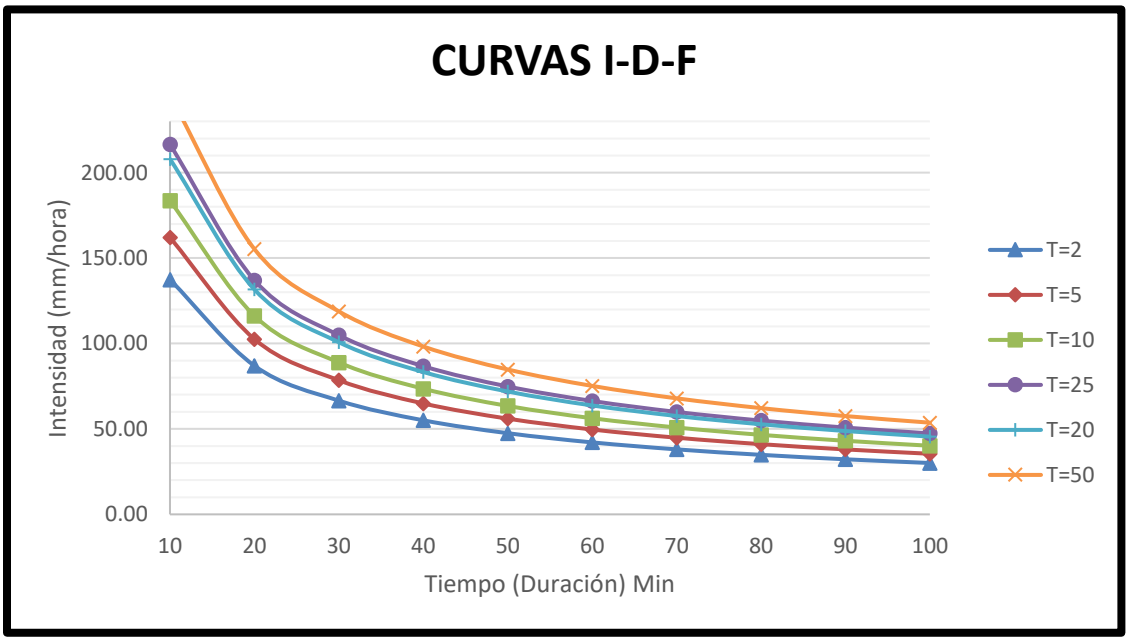


Figura No. 13: *Curvas IDF del municipio de Manzanares.*

3.1.5. Periodo de retorno

Para efectos de la evaluación y diseño, el periodo de retorno o la frecuencia del aguacero se seleccionaron de acuerdo con los siguientes criterios:

1. Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2.0 hectáreas, periodo de retorno de 3 años.
2. Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2.0 hectáreas, periodo de retorno de 5 años.
3. Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2.0 y 10.0 hectáreas, periodo de retorno de 5 años.
4. Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10.0 hectáreas, periodo de retorno 10 años.
5. Canales abiertos que drenan áreas menores a 1000 hectáreas, periodo de retorno 50 años.
6. Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores a 1000 hectáreas, periodo de retorno 100 años.
7. Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 hectáreas, periodo de retorno 100 años.

En este caso se toma un periodo de retorno de 10 años debido a que se quieren evitar molestias o perjuicios que las inundaciones puedan ocasionar a la infraestructura, que es de uso público.

3.1.6. Tiempo de Concentración.

Es el tiempo requerido, después del comienzo de la lluvia, para que la escorrentía superficial de toda la hoya tributaria contribuya al punto en consideración.

El tiempo de concentración se calcula como se describe a continuación:

$$t_c = t_{ci} + t_r$$

Donde:
t_{ci}: tiempo de concentración inicial. En minutos.
t_r: tiempo de recorrido en función de la velocidad de la corriente. En minutos.

En ocasiones, se puede asumir que el tiempo de concentración es la misma duración del evento, por lo que en este caso se tomará una duración de 10 minutos.

Aplicando la fórmula propuesta por el IDEAM, con la información para un periodo de retorno de 10 años y una duración de 10 minutos, se tiene que la intensidad es:

$$I = \frac{C1}{(D + X0)^{C2}}$$

$$I = \frac{1862.799}{(10 + 16.702)^{0.888}} = 100.78\, mm/h$$

3.1.7. Áreas de drenaje (A).

La extensión y el tipo de área tributaria en este caso se determinaron de acuerdo con lo correspondiente a la cubierta y sus tuberías de drenaje. Con el fin de evacuar las aguas lluvias provenientes de la cubierta de las gradas, de las zonas húmedas y de la zona de seguridad, se proponen 7 bajantes que conectan directamente a las cámaras y éstas a su vez se llevan a las cámaras ubicadas al costado de la cancha sintética.

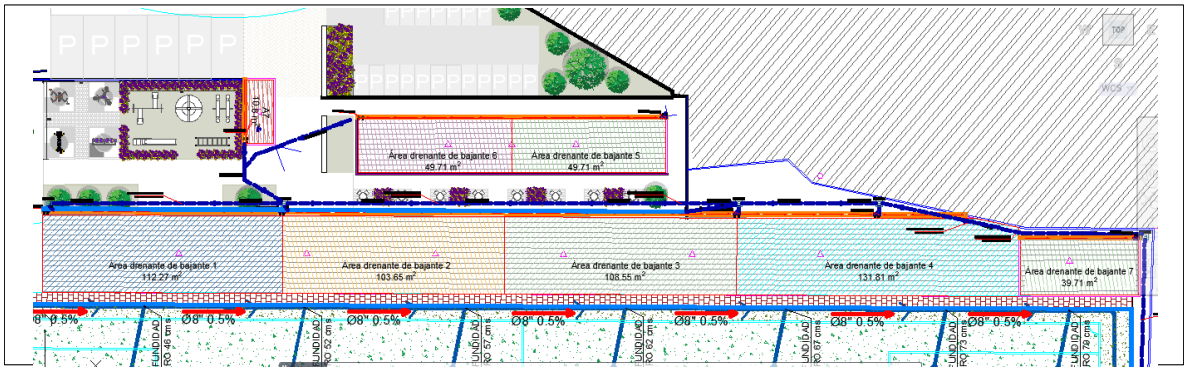


Figura No. 14: *Esquema en planta de las canales de aguas lluvias de las cubiertas*
Fuente: Elaboración propia.

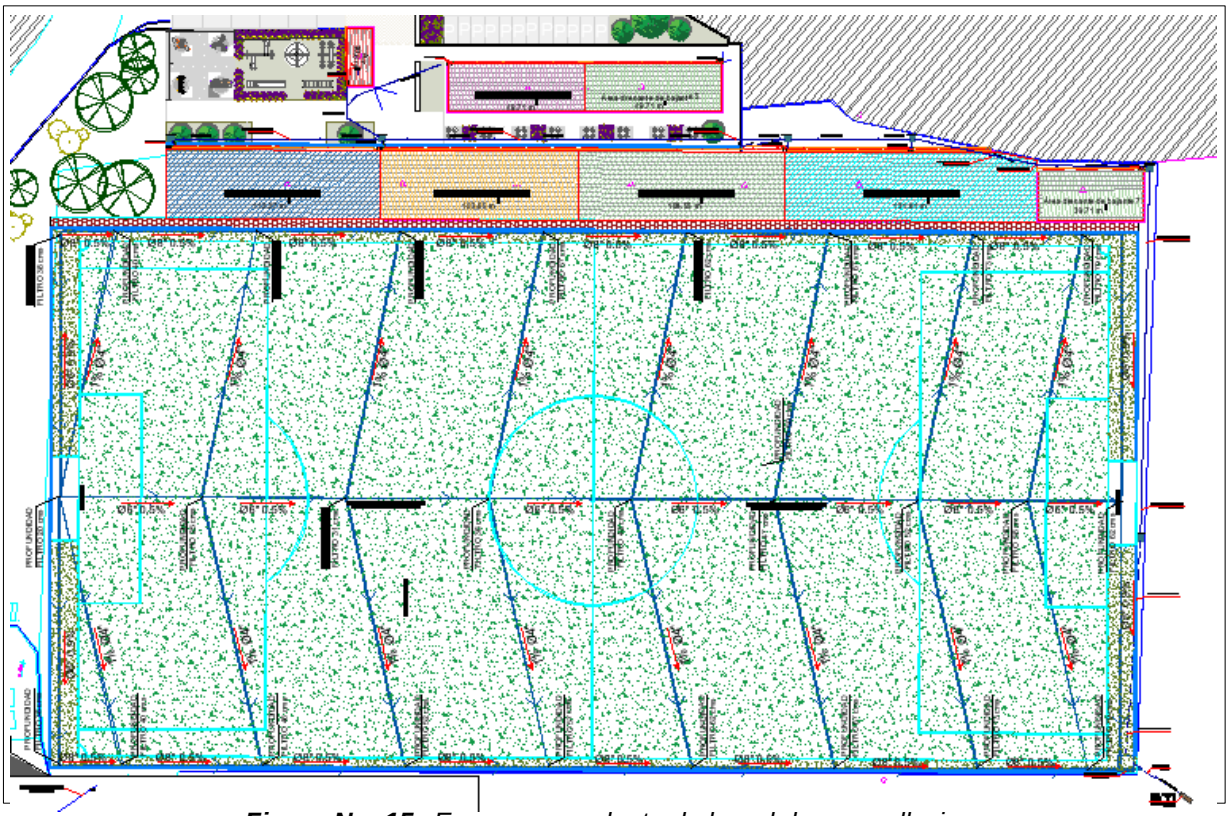


Figura No. 15: *Esquema en planta de la red de aguas lluvias*
Fuente: Elaboración propia.

Para el dimensionamiento, se debe en primer lugar hallar el caudal que recolectará cada

bajante, esto se realiza con el ya mencionado método racional, después es recomendado aumentar 1/3 la capacidad de éstas por medio del factor r, que es la relación entre el área de la corona circular y el área de la sección transversal. Los diámetros finales de las bajantes son los siguientes:

DETERMINACIÓN DEL CAUDAL (l/s)			
MÉTODO RACIONAL		$Q = c \times i \times A$	
Coeficiente escorrentía	C =	1	Impermeable
Intensidad lluvia	i =	100.78	mm/hora/m2
Canal	**Área drenaje (m^2)**	**Caudal (l/s)**	**Caudal (m^3/s)**
1	112.27	3.14294	0.00314
2	103.65	2.90162	0.00290
3	108.55	3.03880	0.00304
4	131.81	3.68995	0.00369
5	49.71	1.39160	0.00139
6	49.71	1.39160	0.00139
7	10.6	0.29674	0.00030

Tabla No. 20: *Cálculo del caudal de las bajantes de la estructura.*
Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la profundidad normal										
Canaleta de recolección	**Caudal (Q)** m3/s	**Ancho** m	**Yn** m	**Área** m2	**Pm** m	**Rh** m	**Velocidad** (m/s)	**Caudal calculado** (m3/s)	**Diferencia**	**Comprobación**
1	0.00314	0.12	0.0249	0.0030	0.1698	0.0176	0.869987	0.002601	0.0000	CUMPLE
2	0.00290	0.12	0.0281	0.0034	0.1762	0.0191	0.919748	0.003101	0.0000	CUMPLE
3	0.00304	0.12	0.0234	0.0028	0.1668	0.0168	0.844665	0.002373	0.0000	CUMPLE
4	0.00369	0.12	0.0337	0.0040	0.1874	0.0216	0.996213	0.004026	0.0000	CUMPLE
5	0.00139	0.12	0.0102	0.0012	0.1403	0.0087	0.543575	0.000663	0.0000	CUMPLE
6	0.00139	0.12	0.0083	0.0010	0.1366	0.0073	0.484063	0.000483	0.0000	CUMPLE
7	0.00030	0.12	0.0074	0.0009	0.1348	0.0066	0.450985	0.000399	0.0000	CUMPLE

Cálculo de la profundidad crítica						
Canaleta de recolección	**Caudal (Q)** m3/s	**Ancho** m	**Yc** m	**Área** m2	**Número de Froude**	**Comprobación**
1	0.00314	0.12	0.04120	0.0049	1.0000	CUMPLE
2	0.00290	0.12	0.03906	0.0047	1.0000	CUMPLE
3	0.00304	0.12	0.04028	0.0048	1.0000	CUMPLE
4	0.00369	0.12	0.04585	0.0055	1.0000	CUMPLE
5	0.00139	0.12	0.02393	0.0029	1.0000	CUMPLE

6	0.00139	0.12	0.02393	0.0029	1.0000	CUMPLE
7	0.00030	0.12	0.00854	0.0010	1.0000	CUMPLE

Diámetro bajante 1 en tubería de PVC	4”
Diámetro bajante 2 en tubería de PVC	4”
Diámetro bajante 3 en tubería de PVC	4”
Diámetro bajante 4 en tubería de PVC	4”
Diámetro bajante 5 en tubería de PVC	4”
Diámetro bajante 6 en tubería de PVC	4”
Diámetro bajante 7 en tubería de PVC	4”

Tabla No. 21: *Diámetros propuestos para las bajantes de aguas lluvias*
Fuente: Elaboración propia

De igual manera, se debe diseñar la canaleta de recolección que se estima en función del caudal de las bajantes, es necesario verificar que la profundidad normal y crítica sea menor al 35% o 40% del ancho de la canaleta. Se propone un ancho típico para un canal tipo amazonas, en este caso de 0.12m, n de Manning 0.011, y pendiente del 0.5%. Se encontró que, al realizar la comprobación, la canaleta si puede suplir las condiciones para el caudal calculado.

5. DISEÑO DEL DRENAJE SUPERFICIAL

En este proyecto del Estadio Alvaro Rey de Manzanares, es importante contar con un adecuado sistema de drenaje que permita la evacuación de los excesos de aguas pluviales para así evitar encharcamientos y posibles daños en toda la infraestructura del estadio. Teniendo en cuenta de igual manera que se deberá evacuar en un tiempo mínimo. Por esto se planteará el diseño de canales o cárcamos que eviten el ingreso del agua a las instalaciones del estadio y permitan la evacuación de las aguas lluvias que pueden representar daños en el futuro.

Para el diseño de las obras de desagüe de las losas de concreto, se debe tener en cuenta que, su superficie es de concreto y para este tipo de extensiones es recomendado un bombeo transversal entre el 0.1% y el 1% para darle una inclinación imperceptible que permita el drenaje hacia los laterales.

5.1. Diseño del drenaje superficial

Los cárcamos perimetrales permiten recolectar las aguas lluvias y las transportan hasta la cámara de registro. Inicialmente, se proponen unas dimensiones internas de 0.3m x 0.3m, sin embargo, se verificará que estas medidas si cumplan satisfactoriamente con la evacuación y no se sature o colmate.

En este proyecto se tiene que el área drenante total es de 5600 m^2 para todo el escenario deportivo, esta área drenante será desaguada por medio de cárcamos, cubiertas, filtros en las dos canchas y por medio de sifones de piso.

Para la cancha sintética se tiene que el área drenante total es de 4482 m^2, para esta cancha sintética se tiene que va a ser drenada por 4 cárcamos en cada uno de sus lados laterales. Estos cárcamos son diseñados para drenar el agua superficial de la cancha y evitar que el agua de las zonas aledañas ingrese a la cancha. A demás, por tratarse de una cancha sintética se debe realizar un sistema de drenaje subsuperficial, es decir drenar las aguas que puedan ser infiltradas. Este sistema de filtros se explicará más adelante.

Los cárcamos recolectores de las aguas superficiales de las zonas impermeables del escenario deportivo que tienen un área de 254 m^2 entregarán sus aguas a las cajas de inspección que se han propuesto para las bajantes de aguas lluvias y posteriormente se entregaran a la caja de aguas lluvias de la cancha sintética. Esto para finalmente ser entregadas a la ladera cerca al cuerpo de agua.

Para calcular cuánto será el caudal que debe drenarse, se utilizará de igual manera el método racional.

$$Q = CIA$$

El coeficiente de escorrentía depende principalmente del tipo de cobertura en el área de estudio, de la pendiente y de las características de la lluvia, normalmente se determina como un ponderado de los diferentes tipos de superficies presentes en el lugar de estudio. Sin embargo, por considerarse de zonas uniformes en donde se tiene que para los cárcamos en su totalidad van a drenar suelos con superficie impermeable, el coeficiente de escorrentía será de 0.5.

La intensidad de la lluvia es la misma que se ha adoptado en este informe, en base a la curva IDF del IDEAM para el municipio de Manzanares.

Considerando un periodo de retorno de 10 años y una duración de 5 minutos:

$$I = \frac{C1}{(D + X0)^{C2}}$$

$$I = \frac{1862.799}{(10 + 16.702)^{0.888}} = 100.78\, mm/h$$

Se tiene que la intensidad es de 100.78 mm/h, lo cual es de esperarse ya que el municipio de Manzanares se caracteriza por ser una zona de alta pluviosidad.

5.1.1. Cálculo de la sección requerida para los cárcamos:

- **Cárcamos de las plazas y losas alrededor del estadio:**

Alrededor de todo el proyecto se instalarán algunos cárcamos que evacuarán las aguas lluvias que interfieran en las instalaciones del proyecto. Como estas áreas son tan variables, en este

caso, se tomará la mayor área drenante por estos cárcamos. Aplicando la fórmula del método racional se tiene para los cárcamos un caudal de aproximadamente:

$$Q = \frac{1 * 100.78 * 0.000254}{3.6} = 0.0071\ m^3/s$$

Siendo el coeficiente de escorrentía adimensional, la intensidad dada en mm/h y el área de drenaje en km^2.

Considerando una velocidad de 0.3m/s debido a la poca pendiente que se presenta, se requiere entonces un área de:

$$Q = V * A$$

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

$$A = \frac{0.0071}{0.3} = 0.024\ m^2$$

Asumiendo una base para la sección de 0.3m, la altura requerida será de 0.08m, sin embargo, teniendo en cuenta que estos cárcamos pueden recoger más agua por las zonas aledañas y además por facilidad constructiva la altura de los cárcamos es de 0.3m. Por lo tanto, el área disponible para el cárcamo es de 0.09 m^2.

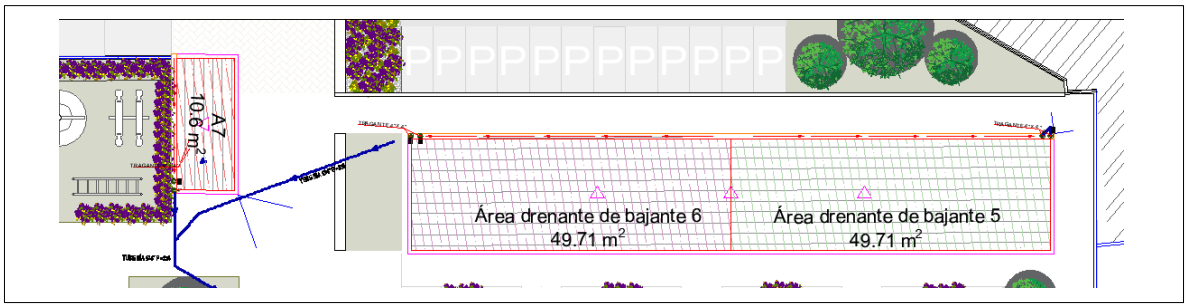


Figura No. 16: *Cárcamos de la plaza de acceso.*
Fuente: Elaboración propia.

- **Cárcamos de la cancha sintética:**

Aplicando la fórmula del método racional se tiene para los cárcamos un caudal de aproximadamente:

$$Q = \frac{0.5 * 100.78 * 0.00112}{3.6} = 0.015\ m^3/s$$

Siendo el coeficiente de escorrentía adimensional, la intensidad dada en mm/h y el área de drenaje en km^2.

Considerando una velocidad de 0.3m/s debido a la poca pendiente que se presenta, se requiere entonces un área de:

$$Q = V * A$$

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

$$A = \frac{0.015}{0.3} = 0.05\ m^2$$

Asumiendo una base para la sección de 0.3m, la altura requerida será de 0.16 m, sin embargo, teniendo en cuenta que estos cárcamos pueden recoger más agua por las zonas aledañas y además por facilidad constructiva la altura de los cárcamos es de 0.3m, por lo tanto, el área disponible para el cárcamo es de 0.09 m^2, lo que representa una muy buena área para el drenaje de la cancha sintética de fútbol.

7.1. Diseño del drenaje subsuperficial de la cancha sintética

En la cancha sintética de fútbol del estadio es importante contar con un adecuado sistema de drenaje que permita la evacuación de los excesos del agua proveniente de las precipitaciones para así evitar encharcamientos y posibles daños a la cancha, teniendo en cuenta de igual manera que se deberá evacuar en un tiempo mínimo. Para el caso específico de la cancha a diseñar, su superficie es en grama sintética y para este tipo de extensiones es recomendado un bombeo transversal entre el 0.1% y el 1%, con el fin de otorgarle al terreno una inclinación imperceptible para drenar hacia los laterales, sin embargo, se requiere además de un drenaje subsuperficial para que pueda aprovecharse el área de juego en su totalidad.

El sistema de drenaje común en este tipo de escenarios deportivos consiste en una serie de tuberías perforadas que descargan el agua interceptada a las tuberías colectoras, y éstas drenan a una cámara para después ser evacuadas a la red pública. La disposición de las tuberías laterales será en tipo espina de pescado, formando ángulos agudos con el colector principal, se elige este tipo ya que es una de las configuraciones más utilizadas y de mayor eficiencia para la evacuación de aguas lluvias. Adicionalmente, se proponen una serie de cárcamos que se encargarán del drenaje superficial, en las zonas perimetrales de la cancha de fútbol.

El agua que ingresa a la superficie de la cancha debe ser evacuada, pues a pesar de infiltrarse en el terreno, éste por ser preparado específicamente para las condiciones de servicio no puede acumular agua. Por lo que como se mencionó anteriormente, se proponen filtros laterales en forma de espina de pescado divididos ente el largo total de la cancha en 5 tramos, es decir, cada 10-12m aproximadamente. Estos filtros desaguarán a otras tuberías que se encuentran por debajo contiguos a los cárcamos mencionados sobre el perímetro de la cancha y a su vez estos entregarán a la cámara de inspección, para ser finalmente evacuadas al medio natural.

De igual manera que para el drenaje superficial, se tiene la misma intensidad y el mismo coeficiente de escorrentía, sin embargo, el área drenante cambia, y a pesar de tener diferentes áreas se trabajará con los drenes que presentan mayor carga.

$$Q = \frac{0.25 * 100.78 * 0.000576}{3.6} = 0.004\ m^3/s$$

Con el valor anterior, se puede determinar el diámetro adecuado para transportar las aguas pluviales mediante la fórmula de Manning. Suponiendo un 50% de ocupación en la tubería, se tiene que la fórmula correspondiente es:

$$Q = \frac{1}{n}\frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} * S^{1/2}$$

Para secciones circulares:

$$D = (6.42 * n * Q * S^{-\frac{1}{2}})^{3/8}$$

Donde n= 0.009 para tubería PVC

Por lo que el diámetro correspondiente es de 0.09m, sin embargo, teniendo en cuenta que el diámetro comercial no se ajusta a este valor, se toma el más cercano, que sería de 0.1016m, es decir, un diámetro de 4" para todos los drenajes subsuperficiales.

En conclusión, los conductos drenantes interiores serán de un diámetro de 4" y se dispondrán en esquema de espina de pescado, distanciados cada 10-12 metros con una pendiente del 1%, dirigidos hacia las tuberías perimetrales de 4" igualmente, las cuales recolectarán toda la escorrentía y la llevarán hacia la cámara de inspección. A continuación, se presenta el esquema de drenaje a utilizar:

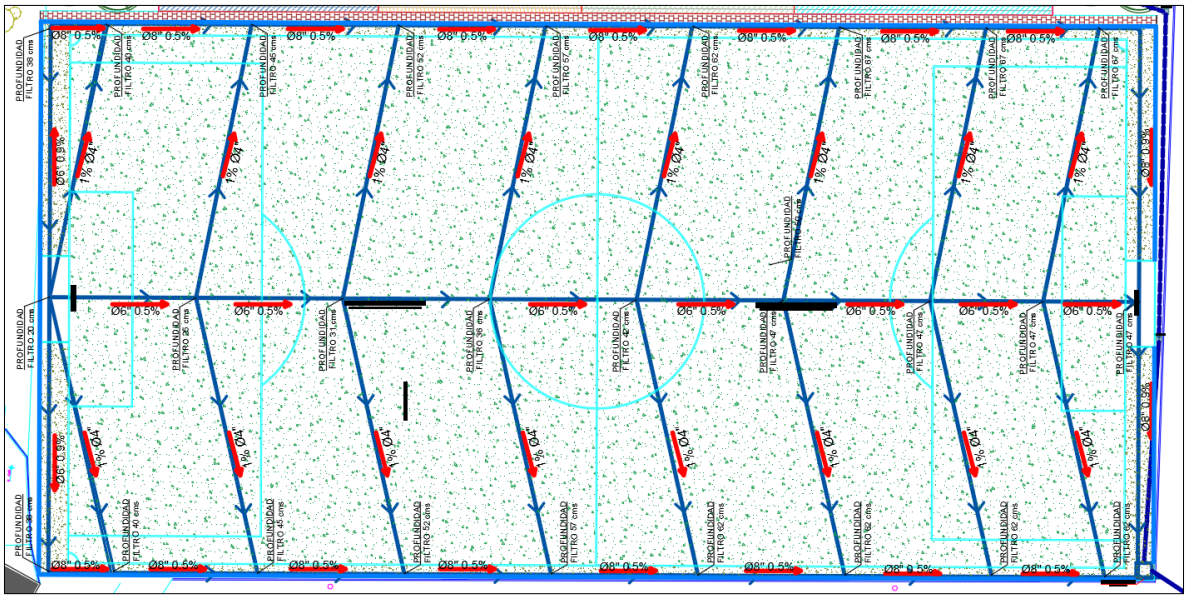


Figura No. 17: *Drenaje subsuperficial y superficial de la cancha sintética.*
Fuente: Elaboración propia.

7.2.Control de la erosión

En este caso como la entrega de aguas pluviales se realizará al medio natural. Es decir, a la ladera, adyacente al proyecto, la cual drena al cuerpo de agua debajo de la ladera. Se debe construir una obra para la mitigación de la erosión y el control de la velocidad del agua. Esta obra, será un pequeño enrocado en la caída de la tubería, de forma que el agua primero caiga sobre las rocas y después pueda seguir su curso natural en la ladera.

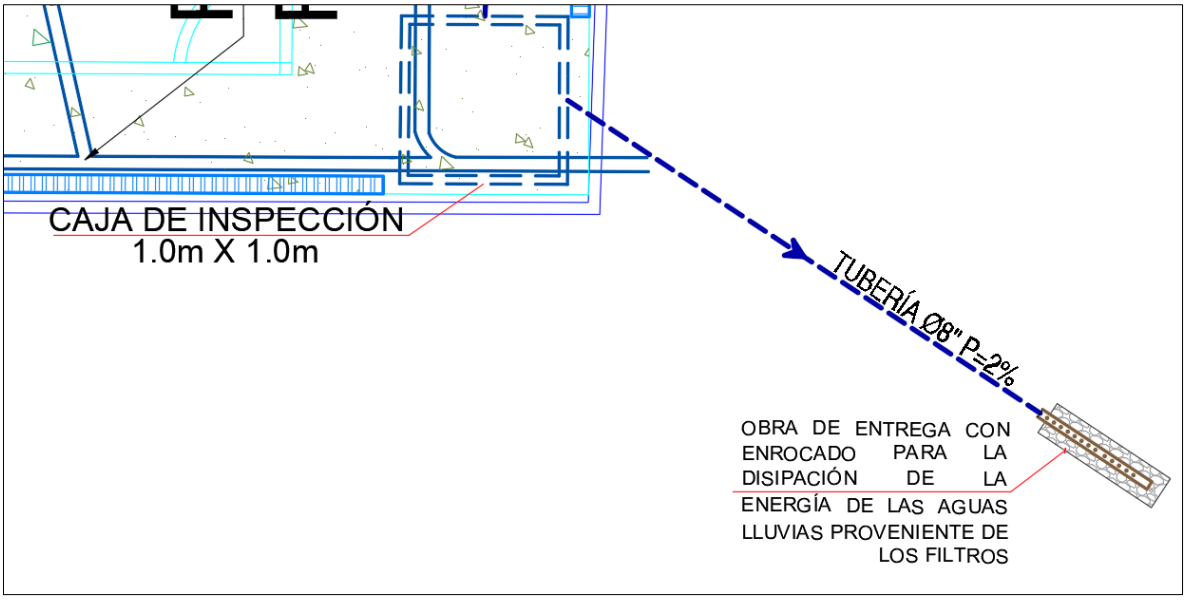


Figura No. 18: *Obra de entrega de aguas lluvias.*
Fuente: Elaboración propia

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La red a presión de la estructura debe cumplir con los diámetros establecidos en los cálculos, al igual que en los planos anexos, ya que si estos no son respetados se estarían teniendo velocidades mayores a las máximas permitidas lo que podría causar fallas hidráulicas en la estructura.
- Las estructuras que se construyan deben garantizar un correcto funcionamiento hidráulico y deben permitir labores de inspección y mantenimiento
- Se recomienda una limpieza de los cárcamos alrededor del escenario deportivo debido a que la acumulación de residuos en la rejilla disminuye la capacidad hidráulica de estas estructuras.
- Las estructuras planteadas tienen la capacidad para evacuar un caudal con periodo de retorno de 10 años y una duración de 5 minutos.
- Para el desagüe del escenario deportivo se toma esta duración debido a que en un escenario deportivo se debe evacuar lo más rápido posible el agua que se encuentre dentro del escenario deportivo, con el fin de no interrumpir las actividades y que no se presenten encharcamiento en las superficies de pasarelas para el recorrido de las personas.
- Conservar la integridad de los diseños presentados en los planos anexos, con el fin de

garantizar el buen comportamiento de las estructuras planteadas.

- El trazado de la red se estableció conforme a los planos arquitectónicos, como única fuente de información de la distribución de los espacios.

7. BIBLIOGRAFIA

- Gómez Valentín, M. (2007). *Hidrología Urbana*. Barcelona.
- Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio. (2017). *Resolucion 0330* (p. 182). p. 182.
- Vargas, M., & Diaz-Granados, M. (1997). Curvas sintéticas de Intensidad–Duración–Frecuencia para Colombia. *Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Los Andes. Bogotá*.
- IDEAM, dhime, curvas IDF.
- Estudios y diseños cancha deportiva para la sede Bosconia-Buenaventura de la "Fundación servicio juvenil". Pontificia Universidad Javeriana,2008.
- MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO, Dirección Agua Potable y Saneamiento Básico, Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000, Capitulo E, Tratamiento de aguas residuales, noviembre de 2000.
- INGENIERIA SANITARIA APLICADA A SANEAMIENTO Y SALUD PÚBLICA, Unda Opazo.
- REVISTA EMPRESAS PUBLICAS DE MEDELLIN, Vol. 10, Abril / Junio de 1988.
- MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Decreto No. 1220, abril 21 de 2005, Por el cual se reglamenta el título VIII de la ley 99 de 1993 sobre licencia Ambientales.
- Estudios y diseños cancha deportiva para la sede Bosconia-Buenaventura de la "Fundación servicio juvenil". Pontificia Universidad Javeriana,2008.