“CONSTRUCCIÓN DE PARQUE LINEAL Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN LOS BARRIOS MINUTO DE DIOS Y CAMPO ALEGRE DEL MUNICIPIO DE MONTERÍA – CÓRDOBA”

DISEÑO HIDRAULICO JOSE JORGE BARRETO

ING. CIVIL – ESP. AGUAS Y SANEAMIENTO AMBIENTAL

SEPTIEMBRE DE 2024

VERSIÓN DE CAMBIOS			
Diseñó	Revisó	Aprobó:	VERSIÓN
VALIDO SOLO PARA PROYECTO HIDRAULICO CAMPO ALEGRE			
Jose Jorge Barreto Barreto **Ing. Civil – Esp. Aguas y Saneamiento Ambiental** **CC: 1.066.186.815** **M.P. 22202355971 COR**			

CONTENIDO

1 GENERALIDADES 4
2 ALCANCE 4
3 CÓDIGOS Y NORMATIVIDAD APLICABLE 5
4 LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO 5
5 OBJETIVOS 6
5.1 OBJETIVO GENERAL 6
5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 6
6 ANÁLISIS HIDROLÓGICO 7
6.1 PRECIPITACIÓN DE DISEÑO 8
6.2 VALIDACIÓN ESTADÍSTICA 9
6.2.1 DATOS FALTANTES 9
6.3 ANÁLISIS DE DOBLE MASA 10
6.4 MÓDULO PLUVIOMÉTRICO 12
6.5 PRECIPITACIONES ANUALES 13
6.6 VARIABILIDAD TEMPORAL. 16
6.7 PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL 17
6.8 VARIABILIDAD TEMPORAL 17
7 ANÁLISIS DE FRECUENCIA HIDROLÓGICO 18
7.1 DISTRIBUCIÓN GUMBEL 19
7.2 DISTRIBUCIÓN PEARSON TIPO III 19
7.3 DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III 20

7.4 DISTRIBUCIÓN NORMAL 21
7.5 DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL DE 3 PARÁMETROS 21
7.6 PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE ESTADÍSTICO KOLMOGOROV-SMIRNOV 22
7.7 INTENSIDAD DE DISEÑO 29
7.8 HIETOGRAMA DE DISEÑO 33
7.9 ÁREA DE DRENAJE (A) 35
7.10 PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE 37
7.11 PERÍODO DE RETORNO DE DISEÑO (Tr) 37
7.12 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C) 38
7.12.1 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (Tc) 39
- Ecuación de Kirpich (1940): 39
- Ecuación de Témez: 40
- Ecuación de Ventura - Heras: 40
7.13 ESTIMACIÓN DE CAUDAL POR EL MÉTODO RACIONAL 40
7.14 Comprobación de capacidad de la vía 42
7.15 CANALES DE EVACUACIÓN LATERALES CIRCUNDANTES 43
7.16 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS HIDRÁULICAS DE SECCIÓN 43
7.17 Sumideros Laterales 44
8 CONCLUSIONES 49

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Estación seleccionada BOCA DE LA CEIBA. Fuente: Catalogo Nacional de Estaciones, IDEAM (2023). 11
Tabla 2: Análisis de doble masa. Fuente: Elaboración propia (2024) 13
Tabla 3: Módulos pluviométricos de la zona. Fuente: Elaboración propia (2024). 14
Tabla 4: Comportamiento estadístico de la precipitación para la estación BOCA DE LA CEIBA. Fuente: Elaboración propia (2024) 15
Tabla 5: Análisis estadístico mensual multianual de la estación BOCA DE LA CEIBA. Fuente: Elaboración propia (2024). 17
Tabla 6: Precipitaciones para diferentes periodos de retorno y distribuciones de probabilidad. Fuente: Elaboración propia (2024)..... 30
Tabla 7: Prueba de bondad de ajuste y cálculo de P máx. 24 horas para diferentes periodos de retorno. Fuente: Elaboración propia (2024). 30
Tabla 8: Precitaciones máximas en 24 horas anual multianual. Fuente: Elaboración propia (2024)..... 32
Tabla 9: Coeficientes para cálculo de curvas IDF sintéticas región Caribe. Fuente: Curvas IDF sintéticas Díaz-Granados (2000). 33
Tabla 10: Intensidades estimadas para la estación BOCA DE LA CEIBA. Fuente: Elaboración propia (2024). 34
Tabla 11: Hietograma de diseño asociado a la duración de la lluvia Tr 10 Años. Fuente: Elaboración propia (2024). 36
Tabla 12: Periodos de retorno especificados para obras de drenaje. Fuente: RES 0330/2017 41
Tabla 13: Coeficiente de Escorrentía. Fuente: RES 0330/2017 42
Tabla 14: Caudal para diferentes periodos de retorno. Fuente: Elaboración propia (2024)..... 45

Gobernación de Córdoba. NIT. 800103935-6
Palacio de Nain. Calle 27 No. 3 - 28 Montería, Córdoba
PBX. + (57) 4 784 8940 - 01 8000 400 357
contactenos@cordoba.gov.co gobernador@cordoba.gov.co
www.cordoba.gov.co

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Localización del municipio de Montería. Fuente: Alcaldía de Villa del Rosario (2023). 7
Figura 2: Localización de puntos críticos a intervenir. Fuente: Elaboración propia (2024)..... 7
Figura 3: Polígonos de Thiessen de estaciones cercanas al proyecto. Fuente: Elaborado en SIG (2024). 9
Figura 4: Localización de estación BOCA DE LA CEIBA. Fuente: CNE IDEAM (2023)..... 10
Figura 5: Curva masa de la estación BOCA DE LA CEIBA. Fuente: Elaboración propia (2024)..... 14
Figura 6: Precipitaciones totales anuales, estación BOCA DE LA CEIBA. Fuente: Elaboración propia (2024). 18
Figura 7: Precipitaciones mensuales multianuales, estación BOCA DE LA CEIBA. Fuente: Elaboración propia (2024). 19
Figura 8: Ajustes de distribución de probabilidad de la estación BOCA DE LA CEIBA en escala normal. Fuente: Elaborado en Hydrognom (2024). 26
Figura 9: Ajustes de distribución de probabilidad de la estación BOCA DE LA CEIBA en escala LOG. Fuente: Elaborado en Hydrognom (2024). 27
Figura 10: Histograma de funciones de probabilidad en escala normal. Fuente: Elaborado en Hydrognom (2024). 28
Figura 11: Histograma de funciones de probabilidad en escala LOG. Fuente: Elaborado en Hydrognom (2024). 29
Figura 12: Mapa de regiones para IDF sintéticas. Fuente: Curvas IDF sintéticas Díaz-Granados 34
Figura 13: Curvas INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA de la estación BOCA DE LA CEIBA. Fuente: Elaboración propia (2024). 35

Gobernación de Córdoba. NIT. 800103935-6
Palacio de Nain. Calle 27 No. 3 - 28 Montería, Córdoba
PBX. + (57) 4 784 8940 - 01 8000 400 357
contactenos@cordoba.gov.co gobernador@cordoba.gov.co
www.cordoba.gov.co

Figura 14: Hietograma de diseño por bloques alternos Tr 10 Años. Fuente: Elaboración propia (2024). 37

1 GENERALIDADES

En este informe se presentarán los cálculos y resultados del estudio hidrosanitario y de drenaje del proyecto denominado “CONSTRUCCIÓN DE PARQUE LINEAL Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN LOS BARRIOS MINUTO DE DIOS Y CAMPO ALEGRE DEL MUNICIPIO DE MONTERÍA - CÓRDOBA”

El estudio consiste en el análisis y diseño hidráulico de las obras de drenaje de aguas lluvias que afectan la cancha. Se diseñan las estructuras necesarias siguiendo las recomendaciones hechas por la RES 0330/2017, RES 0799/2021 y la NTC 1500.

2 ALCANCE

El alcance de este informe comprende los cálculos necesarios para definir las obras de drenaje superficial del proyecto de “CONSTRUCCIÓN DE PARQUE LINEAL Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN LOS BARRIOS MINUTO DE DIOS Y CAMPO ALEGRE DEL MUNICIPIO DE MONTERÍA - CÓRDOBA”.

El alcance del proyecto debe cumplir con las expectativas propuestas:

- Ejecutar visitas de campo al sitio del proyecto para poder visualizar y evaluar las condiciones actuales del pavimento a construir.
- Inspeccionar los datos del levantamiento topográfico para poder realizar el modelamiento hidrológico e hidráulico.
- Recopilar y revisar datos disponibles más cercanos de precipitación proporcionados por el IDEAM, para poder analizar la escorrentía superficial que se genera en la cuenca que hace parte de la zona de influencia del proyecto.
- Realizar el estudio hidrológico, considerando los datos morfológicos, de uso del suelo, la precipitación, la información generada en el modelo digital de terreno y softwares especializados que permitan procesar toda la información base. Este estudio permitirá la estimación de los caudales de escorrentía superficial que se generan en cada período de retorno evaluado.
- Se implementará un modelo hidráulico, para evaluar las condiciones hidráulicas de tuberías y demás.

3 CÓDIGOS Y NORMATIVIDAD APLICABLE

Los elementos considerados dentro del alcance del proyecto cumplirán con las normas vigentes, estándares de diseño, decretos y resoluciones legales nacionales que Se listan a Continuación:

- ✓ INVIAS, MANUAL DE DRENAJE DE CARRETERAS.
- ✓ GUÍA DE PAVIMENTO INVIAS.
- ✓ GUÍA DE OBRAS MENORES PARA VÍAS TERCIARIAS – ADR-INVIAS

4 LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El proyecto se localiza en el municipio de Montería en el departamento de Córdoba, específicamente en la zona urbana. En la Figura 1 se muestra la localización del municipio y en la Figura 2 se observa el proyecto a intervenir.



Figura 1: Localización del municipio de Montería. Fuente: Alcaldía de Villa del Rosario (2023).

En la Figura 2 se muestra la localización del sitio en evaluación en el software Google Earth.



Figura 2: Localización de sitio a intervenir. Fuente: Elaboración propia (2024).

5 OBJETIVOS

5.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el diseño hidráulico de las obras de drenaje superficial requeridas en el proyecto de "CONSTRUCCIÓN DE PARQUE LINEAL Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN LOS BARRIOS MINUTO DE DIOS Y CAMPO ALEGRE DEL MUNICIPIO DE MONTERÍA - CÓRDOBA" y su respectiva comprobación mediante herramientas computacionales.

5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Ejecutar el diseño y verificación de las secciones hidráulicas que se requieren para

evacuar satisfactoriamente el caudal máximo probable de las estructuras requeridas en el proyecto.

- ✓ Estimar los diámetros y equipos hidráulicos necesarios cumpliendo los criterios de presión, caudal y velocidad.

6 ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Para seleccionar la estación más cercana a la zona se empleó la metodología de polígonos de Thiessen, la cual es implementada para delimitar áreas de influencia de estaciones meteorológicas y obtener la precipitación ponderada que afecta a una zona específica (X. Liu, Ye, Liu, Xie, & Fan, 2015); este método se desarrolla mediante la creación de figuras geométricas regulares, cuyos límites están formados por las bisectrices perpendiculares a las líneas que unen pluviómetros adyacentes (Carlo, Guelfi, & López-Vázquez, 2015); para este caso solo se utilizó para determinar las estaciones que tenían influencia directa en la zona de estudio tal como lo muestra la siguiente figura:

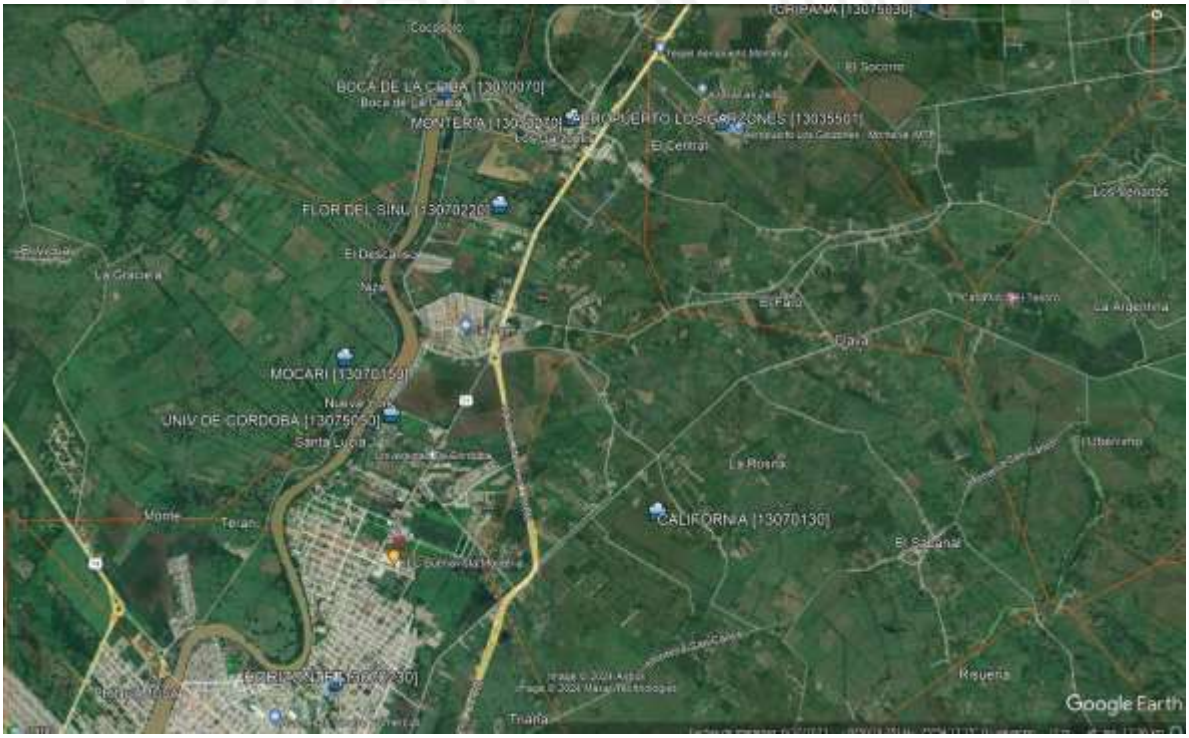


Figura 3: Polígonos de Thiessen de estaciones cercanas al proyecto. Fuente: Elaborado en SIG

(2024).

Con base en la figura anterior, se puede apreciar que las estaciones que tienen incidencia directa sobre la cuenca de la vía a intervenir BOCA DE LA CEIBA (pluviométrica) y UNICO (pluviométrica), estando la última suspendida, por tal razón se escoge la estación más cercana y con mayor longitud de registros históricos corresponde a la estación BOCA DE LA CEIBA, ubicada a 2.5 km del eje del predio. Para realizar el análisis hidrológico de la zona, se han utilizado los valores de precipitación mensual de la estación BOCA DE LA CEIBA, localizada como se muestra a continuación:



Figura 4: Localización de estación BOCA DE LA CEIBA. Fuente: CNE IDEAM (2023).

6.1 PRECIPITACIÓN DE DISEÑO

Una precipitación de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de este se calculan utilizando procedimientos de lluvia — escorrentía y tránsito de caudales. Una precipitación de

diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de lluvia en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación, o mediante un mapa de isoyetas que especifique el patrón espacial de la precipitación.

Se selecciona la estación más cerca al área del proyecto del catálogo de estaciones climatológicas del IDEAM, encontrándose que la estación BOCA DE LA CEIBA, cuya información se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1: Estación seleccionada BOCA DE LA CEIBA. Fuente: Catalogo Nacional de Estaciones, IDEAM (2023).

DATOS ESTACIÓN	
CÓDIGO	13070070
NOMBRE	BOCA DE LA CEIBA [13070070]
CATEGORÍA	PLUVIOMETRICA
ELEVACIÓN (m.s.n.m)	20
LATITUD	8.82992
LONGITUD	-75.8561
DEPARTAMENTO	Córdoba
MUNICIPIO	Montería

6.2 VALIDACIÓN ESTADÍSTICA

6.2.1 DATOS FALTANTES

Para completar los datos faltantes, se emplea la siguiente formulación:

$$Px = \frac{1}{n}\left[\left(\frac{Nx}{N1}\right)P1 + \left(\frac{N}{N1}\right)P2 + \cdots + \left(\frac{N}{Nn}\right)Pn\right]$$

Donde N es el número de estaciones pluviométricas con datos de registros continuos cercanas a la estación “x”, la cual será completada en su registro. Px es la precipitación de la estación “X” durante el periodo de tiempo a completar. P1…Pn es la precipitación de la estacione 1 a la n durante el mismo periodo de tiempo que se desea completar. Nx es la precipitación media multianual histórica de la estación “X”.

6.3 ANÁLISIS DE DOBLE MASA

Para el estudio se utilizó el análisis de doble masa, este método se aplica para determinar la consistencia de la información de precipitación obtenida, y considera que, para zonas meteorológicas homogéneas de precipitación obtenidos en diferentes puntos para un mismo periodo anual, deben guardar una relación de tal manera que se pueda representar gráficamente. Su metodología se enseña a continuación:

- Se selecciona el periodo de análisis para la estación o estaciones seleccionadas. En este caso solo se escogió una estación y el periodo de análisis corresponde desde el año 1993 hasta el año 2022.
- Se determina la precipitación anual para la estación o estaciones de análisis; estimando los datos si los tienen.
- Los valores de precipitación anual se deben acumular en orden cronológico, a partir del año más antiguo hasta el más reciente, en este caso son 1993 y 2022, respectivamente.
- Se grafican los valores de las precipitaciones acumuladas de la estación o estaciones seleccionadas.
- Si los puntos en la gráfica presentan una tendencia, es decir, si se puede trazar una recta sin quiebres sobre ellos, significa que son estadísticamente consistentes.
- Si los puntos presentan mucha dispersión, los datos no son estadísticamente significativos y se debe proceder a su eliminación.

  En la siguiente tabla se presenta la precipitación anual de la estación seleccionada y su precipitación anual acumulada:

Tabla 2: Análisis de doble masa. Fuente: Elaboración propia (2024).

AÑO/MES	TOTALES	ACUMULADO
1993	819	819
1994	1032	1851
1995	628	2479
1996	373	2852
1997	114	2966
1998	327	3293
1999	561	3854
2000	838	4692
2001	956	5648
2002	800	6448
2003	1260	7708
2004	1146	8854
2005	1853	10707
2006	1622	12329
2007	1448	13777
2008	1908	15685
2009	1500	17185
2010	1426	18611
2011	1033	19644
2012	860	20504
2013	575	21079
2014	645	21724
2015	199	21923
2016	451	22374
2017	535	22909
2018	381	23290
2019	574	23864
2020	515	24379
2021	0	24379
2022	852	25230.62

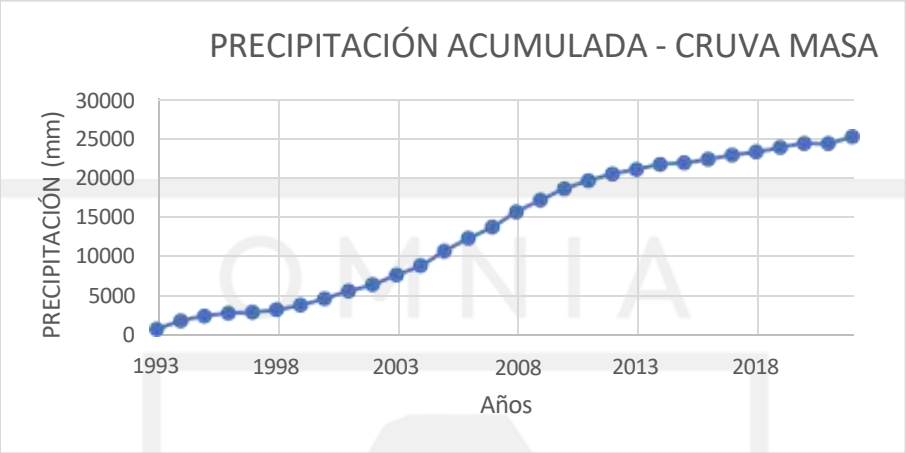


Figura 5: Curva masa de la estación BOCA DE LA CEIBA. Fuente: Elaboración propia (2024).

6.4 MÓDULO PLUVIOMÉTRICO

A continuación, se presentan los módulos pluviométricos anuales de las estaciones, entendiéndose por modulo pluviométrico de una estación al promedio aritmético de las precipitaciones anuales registradas.

Se toman los datos comprendidos entre los años 1993 y 2022, el cual es el periodo común para las estaciones.

Tabla 3: Módulos pluviométricos de la zona. Fuente: Elaboración propia (2024).

ESTACIÓN	**CA DE LA CEIBA**
MODULO PLUVIOMÉTRICO (mm)	1125.2

Determinado con la siguiente formula:

$$\bar{X} = \frac{\sum P}{n}$$

Donde P es el módulo pluviométrico de las diferentes estaciones y n el número de módulos obtenidos para hacer el promedio.

6.5 PRECIPITACIONES ANUALES

La precipitación es cualquier producto de la condensación del vapor de agua que se deposita en la superficie de la tierra. Ocurre cuando la atmósfera (que es una gran solución gaseosa) se satura con el vapor de agua, y el agua se y cae de la solución, es decir, precipita. El aire a través de dos procesos: por enfriamiento y añadiendo humedad.

En el municipio de MONTERÍA los valores de precipitación no presentan grandes cambios, lo que contribuye a mantener un factor climático casi homogéneo, con precipitaciones mayores a 1100 mm, a excepción de las cercanías de la zona sur. En las tablas siguientes se muestra el comportamiento de las lluvias a escala anual para la estación BOCA DE LA CEIBA, la cual registra mayores valores de precipitación media anual.

Tabla 4: Comportamiento estadístico de la precipitación para la estación BOCA DE LA CEIBA.
Fuente: Elaboración propia (2024).

AÑO	PRECIPITACIÓN TOTAL DIARIA (mm)		
	MÁXIMA	MÍNIMA	TOTAL ANUAL
1993	30	0	82
1994	71	0	1086
1995	83	0	819
1996	89	0	1032
1997	97	0	628
1998	77	0	373
1999	31	0	114
2000	65	0	327
2001	70	0	561
2002	81	0	838

AÑO	PRECIPITACIÓN TOTAL DIARIA (mm)		
	MÁXIMA	MÍNIMA	TOTAL ANUAL
2003	70	0	956
2004	66	0	800
2005	83	0	1260
2006	83	0	1146
2007	127	0	1853
2008	111	0	1622
2009	92	0	1448
2010	105	0	1908
2011	110	0	1500
2012	97	0	1426
2013	89	0	1033
2014	105	0	860
2015	65	0	575
2016	59	0	645
2017	40	0	199
2018	69	0	451
2019	86	0	535
2020	115	0	381
2021	80	0	574
2022	79	0	515
PROMEDIO	81	0	852
MÍN.	30	0	82
MÁX.	127	0	1908
D.E	22.71	0	489.89
VARIANZA	515.74	0	239991.72
COEF. ASIMETRÍA	-0.37		0.52
CURTOSIS	0.3		-0.5

La desviación estándar obtenida de la dispersión de los datos respecto al valor promedio, y el coeficiente de variación representa el grado de variabilidad de la desviación respecto a la media, debido a que los valores obtenidos de C.V. son inferiores a 30% (bajo), es válido decir que los valores de precipitación son homogéneos.

Tabla 5: Análisis estadístico mensual multianual de la estación BOCA DE LA CEIBA. Fuente: Elaboración propia (2024).

AÑO/MES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1993	0	0	0	0	0	0	10	6	10	0	30	26
1994	0	0	1	90	120	85	60	344	124	160	86	16
1995	6	0	0	123	117	181	38	119	85	60	48	42
1996	0	0	76	85	139	146	228	276	3	79	0	0
1997	16	3	0	0	6	331	10	122	62	66	12	0
1998	0	24	0	0	92	180	75	2	0	0	0	0
1999	0	76	34	4	0	0	0	0	0	0	0	0
2000	0	0	4	0	0	0	139	107	15	62	0	0
2001	0	0	0	33	15	9	26	72	170	164	72	0
2002	1	0	0	100	155	43	259	122	131	12	15	0
2003	6	0	46	123	150	157	102	142	71	77	82	0
2004	11	0	0	111	120	28	73	250	87	120	0	0
2005	1	0	11	28	298	180	115	191	90	214	87	45
2006	8	5	87	68	104	71	255	178	134	137	69	30
2007	0	0	10	142	128	319	186	371	301	236	55	105
2008	0	33	7	93	153	254	208	174	309	219	137	35
2009	24	2	32	45	158	346	176	208	266	107	65	19
2010	0	8	4	147	207	245	238	375	318	173	91	102
2011	2	2	46	77	286	329	108	257	137	104	113	39
2012	4	6	97	185	235	164	207	180	179	121	48	0
2013	0	5	50	40	50	174	200	198	150	105	33	28
2014	20	0	14	136	24	92	69	287	130	53	9	26
2015	66	1	12	60	85	8	42	138	36	127	0	0
2016	0	0	0	0	185	69	132	59	40	66	18	76
2017	0	0	1	2	28	36	73	55	4	0	0	0
2018	123	0	0	12	30	11	12	85	115	44	19	0
2019	0	0	0	69	76	17	69	0	179	67	55	3
2020	0	0	0	15	0	20	18	185	60	65	8	10
2021	0	0	0	122	6	112	74	125	55	63	15	2
2022	2	20	3	87	1	21	101	176	5	84	11	4
TOTALES	290.00	185.00	535.00	1997.00	2968.00	3628.00	3303.00	4804.00	3266.00	2785.00	1178.00	608.00
MEDIA	9.67	6.17	17.84	66.57	98.94	120.94	110.10	160.14	108.87	92.84	39.27	20.27
MODA	0	0	0	0	0	0	10	122	0	0	0	0

AÑO/MES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
DESVIACIÓN ESTÁNDAR	25.05	15.39	28.03	54.26	87.04	112.83	81.04	105.39	94.5	65.27	38.79	29.48
VARIANZA	606.56	228.94	759.28	2845.58	7323.2	12304.4	6347.69	10736.4	8631.59	4117.34	1453.8	840
CURTOSIS	15.55	15.17	2	-0.99	-0.29	-0.69	-1.06	-0.35	0.1	-0.22	-0.26	2.8
ASIMETRÍA	3.82	3.69	1.72	0.29	0.64	0.72	0.46	0.37	0.89	0.54	0.81	1.79
MÍNIMO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MÁXIMO	123.00	76.00	97.00	185.00	298.00	346.00	259.00	375.00	318.00	236.00	137.00	105.00

6.6 VARIABILIDAD TEMPORAL.

Para el registro de precipitación de se observa que a escala anual las lluvias no presentan gran variabilidad de un año a otro, presentando coeficientes de variación de (19.80%), lo que indica que no hay cambios marcados entre años y húmedos.

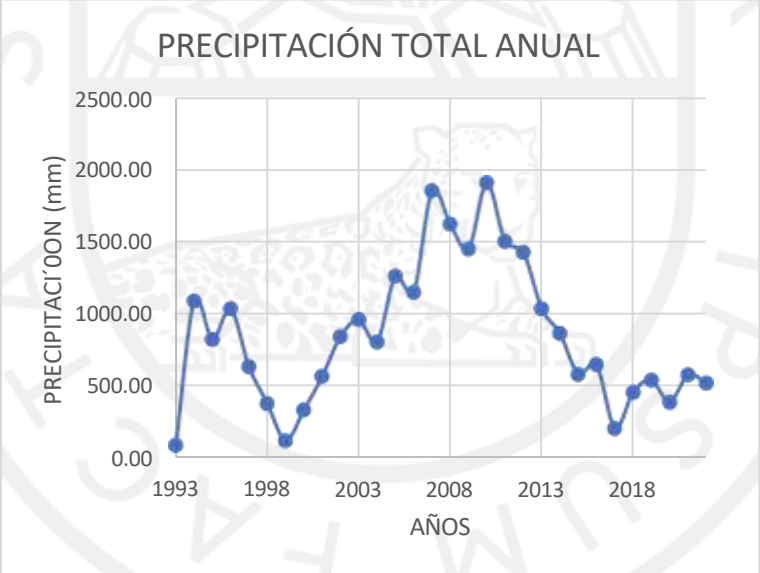


Figura 6: Precipitaciones totales anuales, estación BOCA DE LA CEIBA. Fuente: Elaboración propia (2024).

6.7 PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL

El comportamiento de las lluvias promedio mensual en las estaciones fluctúa entre 0.00 mm y 160 mm, tal como lo muestra la siguiente figura:

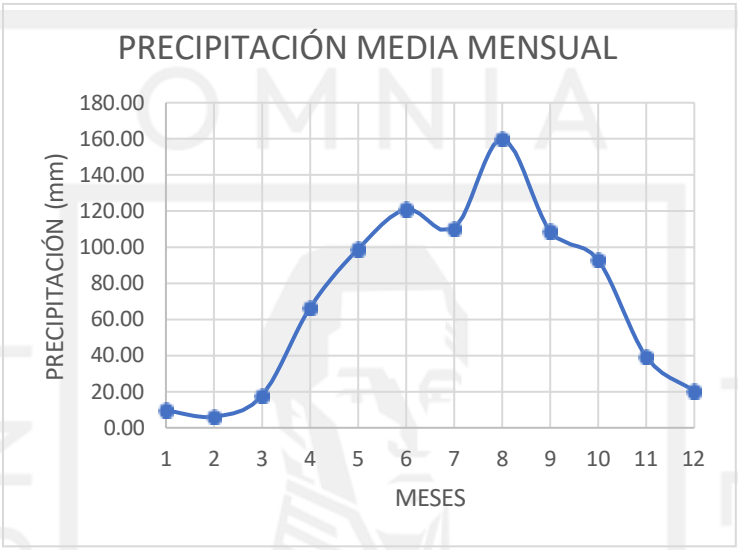


Figura 7: Precipitaciones mensuales multianuales, estación BOCA DE LA CEIBA. Fuente: Elaboración propia (2024).

Como característica general de la región se aprecia un periodo de lluvia entre mayo y octubre y un periodo seco de diciembre a marzo.

6.8 VARIABILIDAD TEMPORAL

Las variaciones de la precipitación mensual están marcadas por climatología general de la región, dada a la ubicación de esta cuenca, el régimen se encuentra regulado un poco más por el clima caribeño, el cual tiene más influencia en la zona media y baja de la cuenca del río San Jorge. La zona anualmente está controlada por el movimiento cíclico de la Zona de Convergencia Intertropical (ZCIT) (Poveda, 1998).

En resumen, la interacción entre la zona de convergencia intertropical y la orografía en la cuenca, son los principales mecanismos que controlan la climatología de la cuenca del rio San Jorge y por ende de la zona de estudio. Sin embargo, las variaciones interanuales y las anomalías climáticas podrían estar alteradas por el ENSO (El Niño, Oscilación del Sur) y la Oscilación del Atlántico Norte (NAO). El ciclo anual de la precipitación presenta un régimen casi unimodal, con valores mínimos de enero a febrero, y valores máximos entre los meses mayo, agosto y septiembre.

7 ANÁLISIS DE FRECUENCIA HIDROLÓGICO

El análisis de frecuencia de lluvias se ejecuta con las precipitaciones máximas en 24 horas, la cual sirve para predecir el comportamiento típico de lluvia del área de estudio. En función de lo mencionado anteriormente se procede a calcular la probabilidad de excedencia la cual indica dentro de una serie de datos la probabilidad que un dato sea excedido por los demás datos que ocurrieron en la serie histórica. En este caso particular para el cálculo de la probabilidad de excedencia se utilizaron, entre otras, las distribuciones de normal o Gauss, Log - Normal, Gumbel o de valores extremos, Log-Gumbel y Log Pearson tipo III principalmente.

Este análisis es un procedimiento para estimar la frecuencia de ocurrencia de eventos pasados o futuros, se realiza calculando el factor de frecuencia empleando diferentes métodos para finalmente escoger el método con el mejor ajuste de las distribuciones de probabilidades. Los valores máximos en hidrología de drenaje (precipitación o caudales), deben ser tratados a través de distribuciones probabilísticas. Aunque existen numerosas distribuciones de probabilidad para valores máximos, es muy común en hidrología utilizar para estos valores las distribuciones de probabilidad Gumbel (escuela europea) y log-Pearson Tipo III (escuela americana). (INVIAS, 2009).

7.1 DISTRIBUCIÓN GUMBEL

La distribución Gumbel se usa para el cálculo de variables meteorológicas, entre ellas precipitaciones y caudales máximos, teniendo buenos resultados (Aparicio, 1992). La función de distribución que representa esta distribución es:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

La función de densidad de densidad de probabilidad es:

$$F(x) = \alpha e^{[-\alpha(x-\beta)-e^{-\alpha(x-\beta)}]}$$

Donde α y β son parámetros de la función y se estiman de la siguiente forma:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45\,S$$

La función teórica de probabilidad de Gumbel posee un coeficiente de asimetría o sesgo Cs igual 1.139. Esto significa que, si los datos de una muestra se ajustan a esta distribución, su coeficiente de asimetría debe estar cercano a este valor. Para el caso de esta distribución de probabilidad de Gumbel, para calcular la recta de mejor ajuste de los datos históricos, en el método de momentos se utilizan las características estadísticas de la muestra, como media y desviación típica, y se relacionan con la variable original y la variable reducida mediante una ecuación (que, a su vez, está ligada a la probabilidad) para el cálculo de la recta de mejor ajuste, la cual es graficada en papel probabilístico. (Invias, 2009).

7.2 DISTRIBUCIÓN PEARSON TIPO III

Esta distribución ha sido una de las más utilizadas en hidrología. Como la mayoría de las variables hidrológicas son sesgadas, la función Pearson se utiliza para ajustar la distribución de frecuencia de variables tales como crecientes máximas anuales,

Caudales mínimos, Volúmenes de flujo anuales y estacionales, valores de precipitaciones extremas y volúmenes de lluvia de corta duración. (Aparicio, 1992). Esta función se define como:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1 (\beta_1)} \left\{ \frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right\}^{\beta_1 - 1} e^{-\frac{x-\beta_1}{\alpha_1}}$$

Donde α, β, δ son parámetros de la función de probabilidad.

7.3 DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III

Esta distribución es ampliamente usada en el mundo para el análisis de frecuencia de Caudales máximos. Esta se trabaja igual que para la Pearson Tipo III pero con Xy y Sy como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original X (Aparicio, 1992).

$$F(x) = \frac{\lambda^{\beta}(y - \epsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(y-e)}}{xr(\beta)}$$

Donde:

$$y = \log x \log x \geq \epsilon$$

$$\lambda = \frac{S_y}{\sqrt{\beta}}$$

2

$$\beta = \left[\frac{\quad}{\zeta\ (y)}\right]^2$$

$$\epsilon = \bar{y} - S_y\sqrt{\beta}$$

7.4 DISTRIBUCIÓN NORMAL

Este tipo de distribución establece que si una secuencia de variables aleatorias *X* son independientes y están idénticamente distribuidas con media (μ) y varianza; entonces la distribución de la suma de N de esas variables aleatorias, tienden a la distribución normal. (Aparicio, 1992).

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)}$$

Donde: X son los datos de caudal, μ es el valor promedio, σes la varianza de la serie de datos.

Para que el grupo de datos se ajuste a la distribución Normal se deben cumplir las siguientes condiciones:

- Las probabilidades deben ser estables
- Los valores consecutivos deben ser independientes
- La variable debe ser continua.

7.5 DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL DE 3 PARÁMETROS

La distribución Log-Normal se puede aplicar si la variable aleatoria esta normalmente distribuida, se aplica a variables hidrológicas formadas como productos de otras variables. (Aparicio, 1992).

Donde: y es el logaritmo natural de la serie; x es la serie registrada y μ es la varianza de datos en Y.

Algunas limitaciones de este tipo de distribución son que solamente tiene dos parámetros y por otro lado que requiere que los logaritmos de los datos sean simétricos alrededor de su media.

7.6 PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE ESTADÍSTICO KOLMOGOROV-SMIRNOV

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $fa\,(xm)$ y la estimada $f(xm)$.

$$D = máx|F_O(x_m) - F(x_m)$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado. Si D < d, se acepta la hipótesis nula.

$$F_O(x_m) = 1 + \frac{m}{n+1}$$

Donde: m= número de orden del dato xm en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos.

Cuando en la serie histórica se observan “outliers (valores atípicos)” es necesario verificar la sensibilidad del ajuste debido a la presencia de estos. (Ashkar, et al. 1994). Para el ajuste a las distribuciones Log-Normal, Log-Gumbel y Log-Pearson se requiere transformar la variable al campo logarítmico para modelarla, con lo que se disminuye la varianza muestral, pero también se filtran las variaciones reales de los datos. La distribución Log - Normal de dos parámetros sólo es recomendable sí el coeficiente de asimetría es cercano a cero. Las distribuciones Gumbel y Log - Gumbel son recomendables si el coeficiente de asimetría de los eventos registrados

es cercano a 1.13. Para ajustar distribuciones de tres parámetros (Log Normal III, Log Pearson) se requiere estimar el coeficiente de asimetría de la distribución; para ello es necesario disponer de una serie con longitud de registros larga, mayor de 50 años, (Kite, 1988). Las distribuciones de dos parámetros son usualmente preferidas cuando se dispone de pocos datos, porque reducen la varianza de la muestra (Ashkar, et al. 1994). Para seleccionar la distribución de probabilidades adecuada se debe tratar de utilizar información adicional del proceso hidrológico que permita

identificar la forma en que se distribuye la variable. Usualmente es muy difícil determinar las propiedades físicas de los procesos hidrológicos para identificar el tipo de distribución de probabilidad que es aplicable.

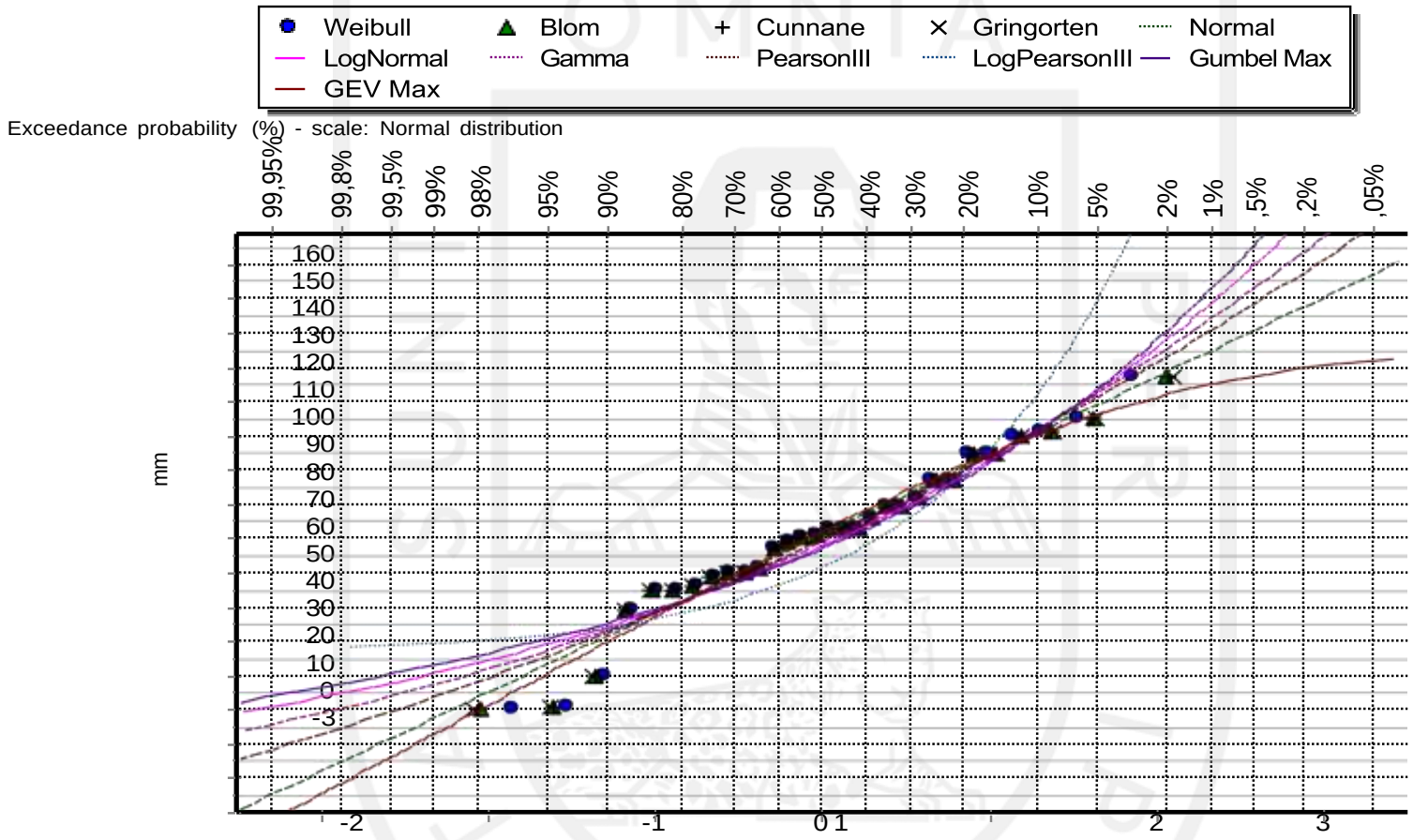


Figura 8: Ajustes de distribución de probabilidad de la estación BOCA DE LA CEIBA en escala normal. Fuente: Elaborado en Hydrognom (2024).

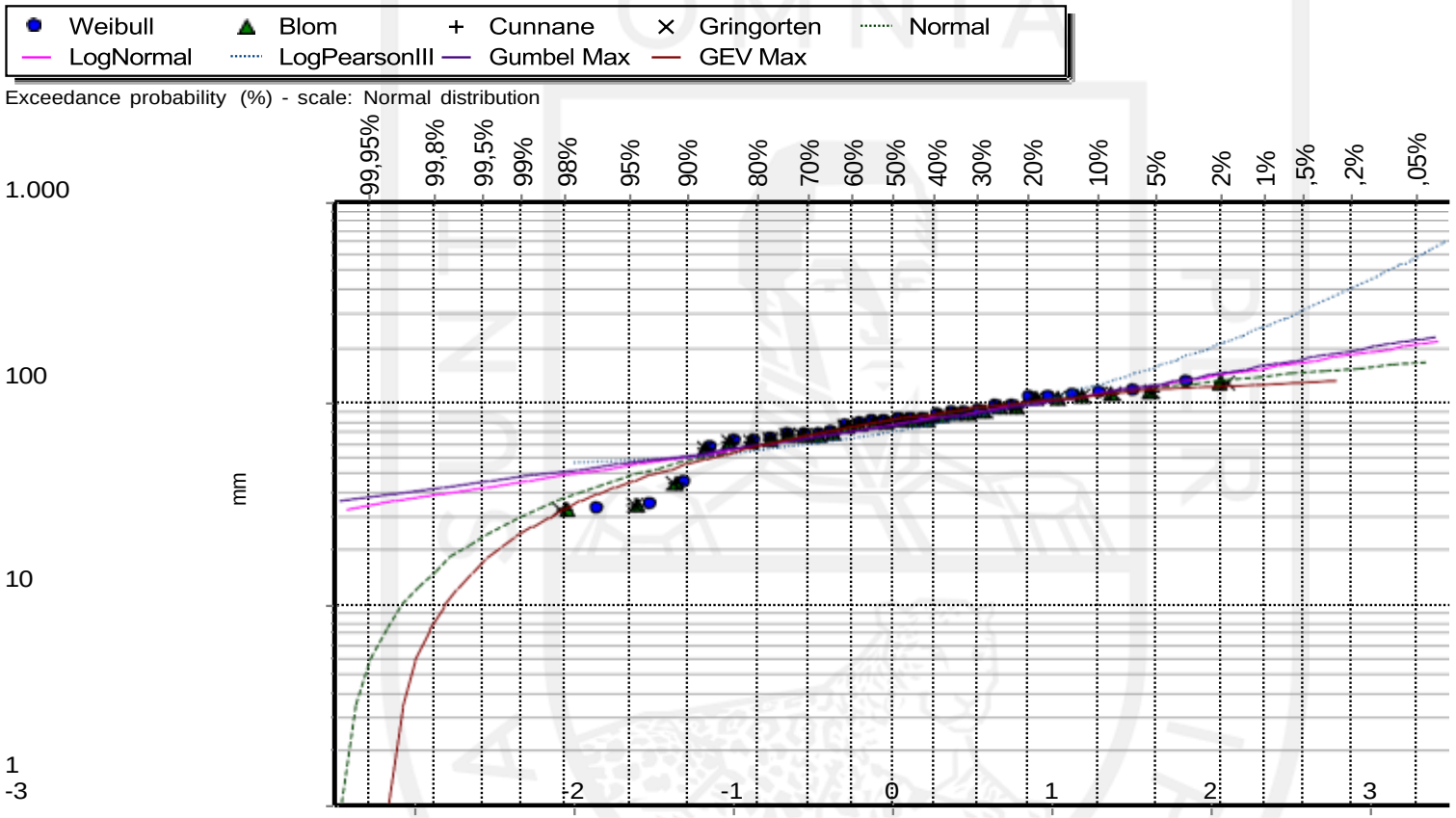


Figura 9: Ajustes de distribución de probabilidad de la estación BOCA DE LA CEIBA en escala LOG. Fuente: Elaborado en Hydrognom (2024).

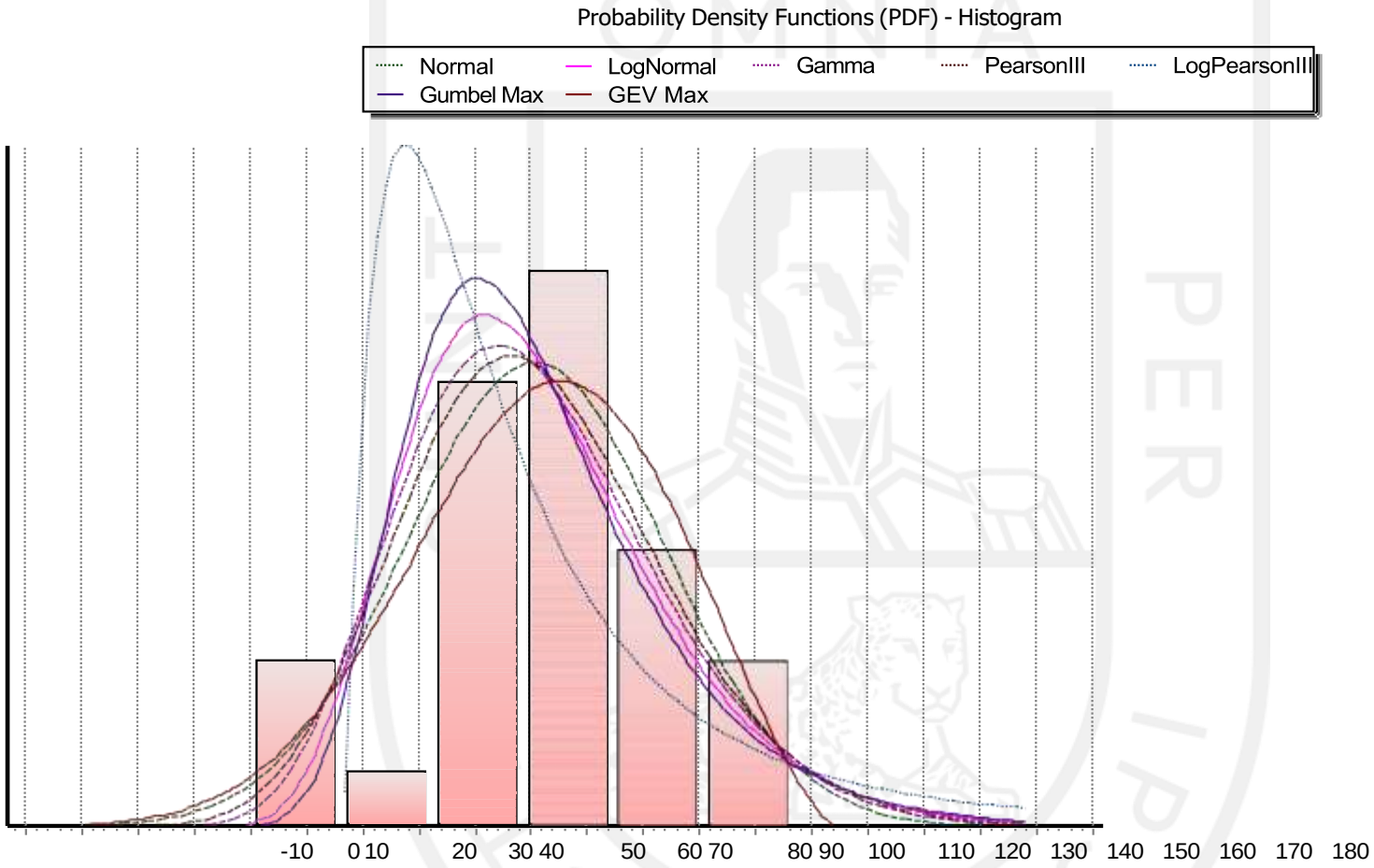


Figura 10: Histograma de funciones de probabilidad en escala normal. Fuente: Elaborado en Hydrognom (2024).

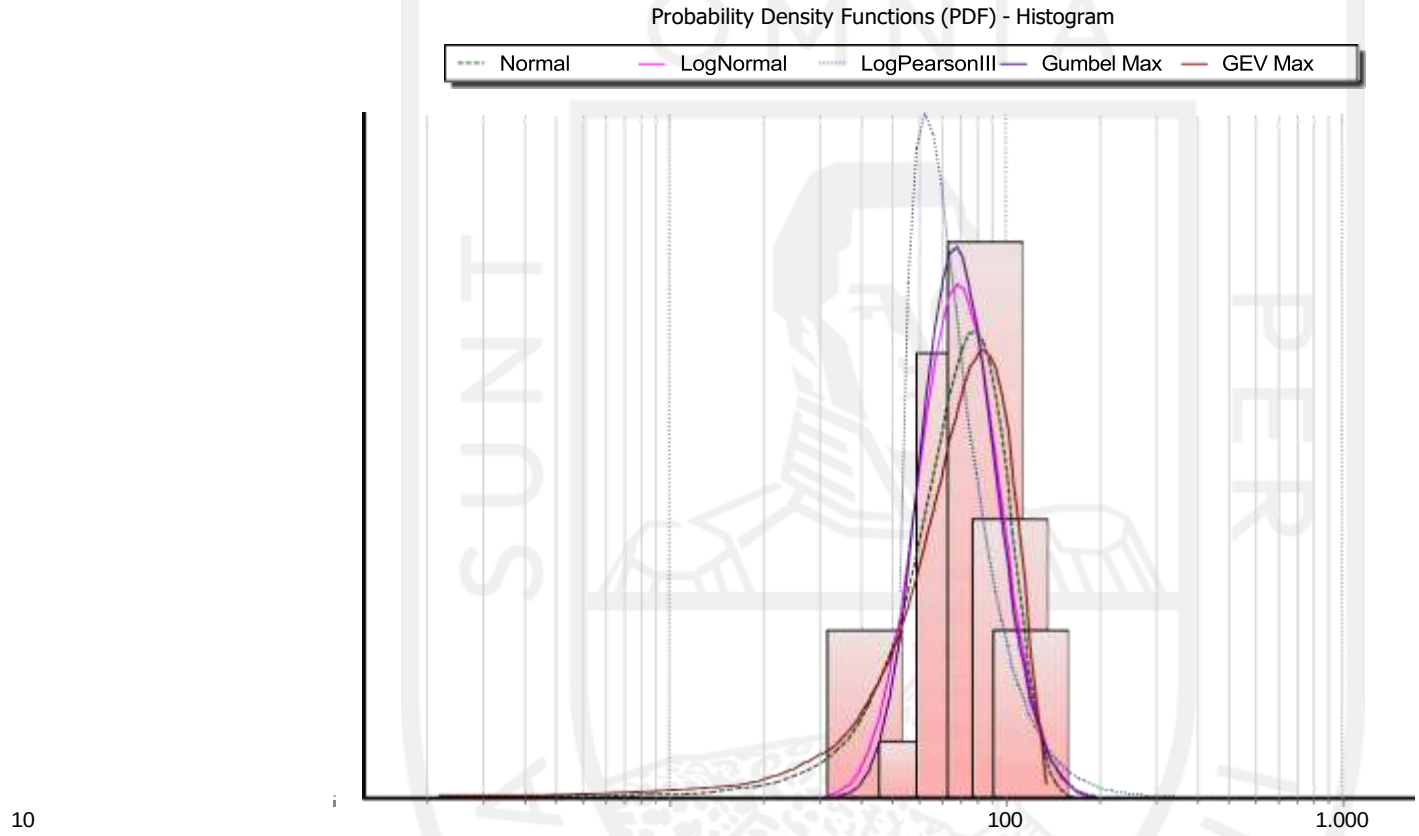


Figura 11: Histograma de funciones de probabilidad en escala LOG. Fuente: Elaborado en Hydrognom (2024).

En la Figura 8, Figura 9, Figura 10, Figura 11 se observa el comportamiento de la probabilidad de ocurrencia (eje X) y las precipitaciones máximas en 24 horas en escala aritmética (eje Y); adicional se puede observar la línea de tendencia que mejor se ajusta al modelo comprobado mediante la prueba Kolmogorov-Smirnov. Una vez encontrada la ecuación de ajuste de cada método se puede calcular la precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno, ver Tabla 12.

Tabla 6: Precipitaciones para diferentes periodos de retorno y distribuciones de probabilidad.
Fuente: Elaboración propia (2024).

F. Distribución	Tr (años)								
	2.33	5	10	15	20	25	50	100	500
Normal	84.9552	100.273	110.435	115.506	118.826	121.271	128.271	134.568	147.313
LogNormal	81.707	98.3895	111.295	118.355	123.22	126.928	138.176	149.142	174.076
Gamma	82.7705	99.3598	111.486	117.88	122.194	125.433	135.012	144.017	163.39
Pearson III	83.5895	99.76	111.182	117.093	121.04	123.986	132.604	140.592	157.453
Log Pearson III	75.5042	98.0519	121.711	137.409	149.514	159.506	194.317	235.727	365.052
EV1-Max (Gumbel)	88.2167	99.8063	106.259	109.181	111	112.294	115.808	118.747	124.147
GEV-Max	86.5501	101.424	110.076	113.925	116.257	117.873	122.017	125.124	129.708

Tabla 7: Prueba de bondad de ajuste y cálculo de P máx. 24 horas para diferentes periodos de retorno.
Fuente: Elaboración propia (2024).

Test Kolmogorov-Smirnov					
F. Distribución	Nivel de significancia				
	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.959413	0.08523
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.852422	0.10385
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.879501	0.10009
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.912764	0.09488
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.110258	0.21247
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.736367	0.11772
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.96837	0.08267
F. Distribución seleccionada					GEV-Max

Según lo anterior las distribuciones apropiadas para la serie de tiempo son la GEV, Gumbel y log - Pearson III; De acuerdo con los resultados de la prueba de bondad de ajuste, la distribución tipo Normal presenta menor valor “D”, sin embargo según Landino (2021) en el análisis de frecuencia hidrológica la distribución normal no se ajusta a los datos hidrológicos mientras que la distribución Gumbel se utiliza de mejor manera para determinar valores extremos y caracteriza generalmente el comportamiento de crecientes y sequías (máximos y mínimos) en series de tiempo de precipitación y/o caudales; dado lo anterior para la estimación de los de la precipitación y caudales correspondientes a diferentes periodos de retorno se empleará la siguiente distribución con menor valor “D” que corresponde a la GEV

7.7 INTENSIDAD DE DISEÑO

Las curvas IDF se definen como la representación gráfica de una intensidad de precipitación (mm/h) que puede variar durante la duración de una tormenta, para una duración en intervalos iguales en minutos u horas desde el inicio hasta el fin de la lluvia asociado a un periodo de retorno llamado frecuencia, en otras palabras, una precipitación de 1/50 significa que es probable que se presente una vez cada 50 años (periodo de retorno).

La metodología simplificada de cálculo de las curvas intensidad – duración –frecuencia se debe llevar a cabo siempre y cuando no se disponga de datos históricos de precipitación de corta duración (datos pluviográficos). Para Colombia se propone el método de Vargas & Diaz-Granados (1998). En este estudio se dedujeron curvas intensidad-duración frecuencia por correlación con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas, el número promedio de días de lluvia al año, la precipitación total media anual y la elevación de la estación. La mejor correlación obtenida, sin embargo, fue la que se obtuvo con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas en una estación, y es la que se propone para los estudios, además de que es la más sencilla de utilizar.

$$i = \frac{axT^b xM^d}{T^c}$$

Dónde:

- I = Intensidad de precipitación (mm/h)
- T = Periodo de retorno (años)
- t = Tiempo de duración (min)
- M = Precipitación media en 24 horas (mm)
- a, b, c, d: coeficientes de regresión para la región de interés

Como no se cuenta con información de pluviogramas, para la elaboración de las curvas IDF se utilizó la ecuación sintética de Díaz – Granados para la región caribe a con sus respectivos coeficientes regresión obtenidos por los autores mencionados, las precipitaciones máximas en 24 horas por año son las que se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 8: Precitaciones máximas en 24 horas anual multianual. Fuente: Elaboración propia (2024).

Año	No. Días Lluvia	Prec. Máx. 24h
1993	6	30
1994	50	71
1995	39	83
1996	42	89
1997	25	97
1998	15	77
1999	7	31
2000	13	65
2001	30	70
2002	25	81
2003	56	70
2004	59	66
2005	79	83
2006	77	83

Año	No. Días Lluvia	Prec. Máx. 24h
2007	97	127
2008	95	111
2009	83	92
2010	111	105
2011	89	110
2012	65	97
2013	59	89
2014	44	105
2015	24	65
2016	30	59
2017	21	40
2018	25	69
2019	20	86
2020	27	115
2021	29	80
2022	28	79
PROMEDIO	**45.67**	**80.83**

Se utilizan los coeficientes de regresión de la región andina (R1 en la Figura 12) mostrados en a la Tabla 9.

Tabla 9: Coeficientes para cálculo de curvas IDF sintéticas región Caribe. Fuente: Curvas IDF sintéticas Díaz-Granados (2000).

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
PACIFICO (R3)	13.92	0.19	0.58	0.2
ORINOQUIA (R4)	5.53	0.17	0.63	0.42



Figura 12: Mapa de regiones para IDF sintéticas. Fuente: Curvas IDF sintéticas Díaz-Granados

A partir de los coeficientes anteriores y empleando la ecuación mostrada del numeral 7.7 se obtienen los valores de la Tabla 10.

Tabla 10: Intensidades estimadas para la estación BOCA DE LA CEIBA. Fuente: Elaboración propia (2024).

	Intensidades (mm/h)					
Tr (años)	**10**	**20**	**30**	**60**	**120**	**360**
2.33	113.76	80.44	65.68	46.44	32.84	18.96
5	134.57	95.15	77.69	54.94	38.85	22.43
10	156.73	110.83	90.49	63.99	45.24	26.12
15	171.36	121.17	98.93	69.96	49.47	28.56
20	182.55	129.08	105.40	74.53	52.70	30.43
25	191.74	135.58	110.70	78.28	55.35	31.96
50	223.32	157.91	128.94	91.17	64.47	37.22
100	260.11	183.93	150.18	106.19	75.09	43.35
500	370.62	262.07	213.98	151.31	106.99	61.77

Las curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF) para la zona del proyecto se muestran en la Figura 13:

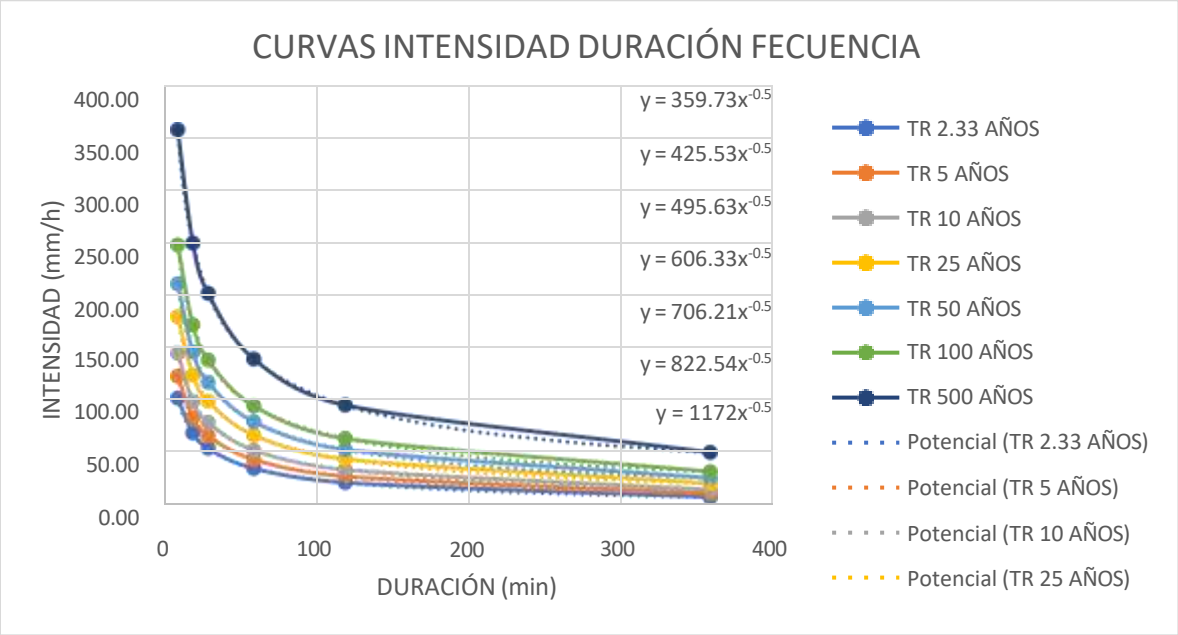


Figura 13: Curvas INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA de la estación BOCA DE LA CEIBA. Fuente: Elaboración propia (2024).

7.8 HIETOGRAMA DE DISEÑO

Los hietogramas de diseño permiten reflejar la distribución de las precipitaciones producidas a lo largo de las horas más lluviosas asociadas para un periodo de retorno definido. Para desarrollar este método es necesario definir un periodo de retorno para un tiempo específico, en este caso se escoge un periodo de retorno de 25 años para confeccionar un hietograma de lluvias asociado a un tiempo específico (tiempo de duración de la lluvia). Para generar el hietograma de diseño, es necesario conocer la intensidad de precipitación, para lo cual se utiliza los valores obtenidos.

Para el tiempo de duración del evento proyectó una lluvia típica de 180 minutos y se generó el hietograma asociado al periodo de retorno, por el método de bloques alternos.

En la Tabla 11 se observa la distribución de las lluvias en intervalos de 5 min y en la Figura 14 se presenta el comportamiento del evento desde que inicia hasta que termina.

Tabla 11: Hietograma de diseño asociado a la duración de la lluvia Tr 10 Años. Fuente: Elaboración propia (2024).

stante (min)	tensidad (mm/h)	cumulada (mm)	ΔP (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	lternada (mm)	InPa Alternada (mm)	Acum (mm)
5	185.580	15.465	15.465	185.580	0.860	10.317	0.860
10	120.871	20.145	4.680	56.161	0.911	10.928	1.770
15	94.058	23.514	3.369	40.432	0.970	11.645	2.741
20	78.724	26.241	2.727	32.725	1.042	12.499	3.782
25	68.574	28.573	2.331	27.975	1.128	13.540	4.911
30	61.261	30.630	2.058	24.692	1.237	14.843	6.148
35	55.689	32.485	1.855	22.259	1.378	16.535	7.526
40	51.274	34.183	1.697	20.369	1.571	18.848	9.096
45	47.671	35.753	1.571	18.848	1.855	22.259	10.951
50	44.663	37.219	1.466	17.593	2.331	27.975	13.282
55	42.106	38.597	1.378	16.535	3.369	40.432	16.652
60	39.900	39.900	1.302	15.629	15.465	185.580	32.117
65	37.972	41.137	1.237	14.843	4.680	56.161	36.797
70	36.271	42.316	1.179	14.152	2.727	32.725	39.524
75	34.756	43.444	1.128	13.540	2.058	24.692	41.582
80	33.395	44.527	1.083	12.993	1.697	20.369	43.279
85	32.166	45.569	1.042	12.499	1.466	17.593	44.745
90	31.049	46.573	1.004	12.052	1.302	15.629	46.048
95	30.028	47.544	0.970	11.645	1.179	14.152	47.227
100	29.090	48.483	0.939	11.272	1.083	12.993	48.310
105	28.225	49.394	0.911	10.928	1.004	12.052	49.314
110	27.424	50.278	0.884	10.611	0.939	11.272	50.253
115	26.680	51.138	0.860	10.317	0.884	10.611	51.138
120	25.987	51.974	0.837	10.043	0.837	10.043	51.974

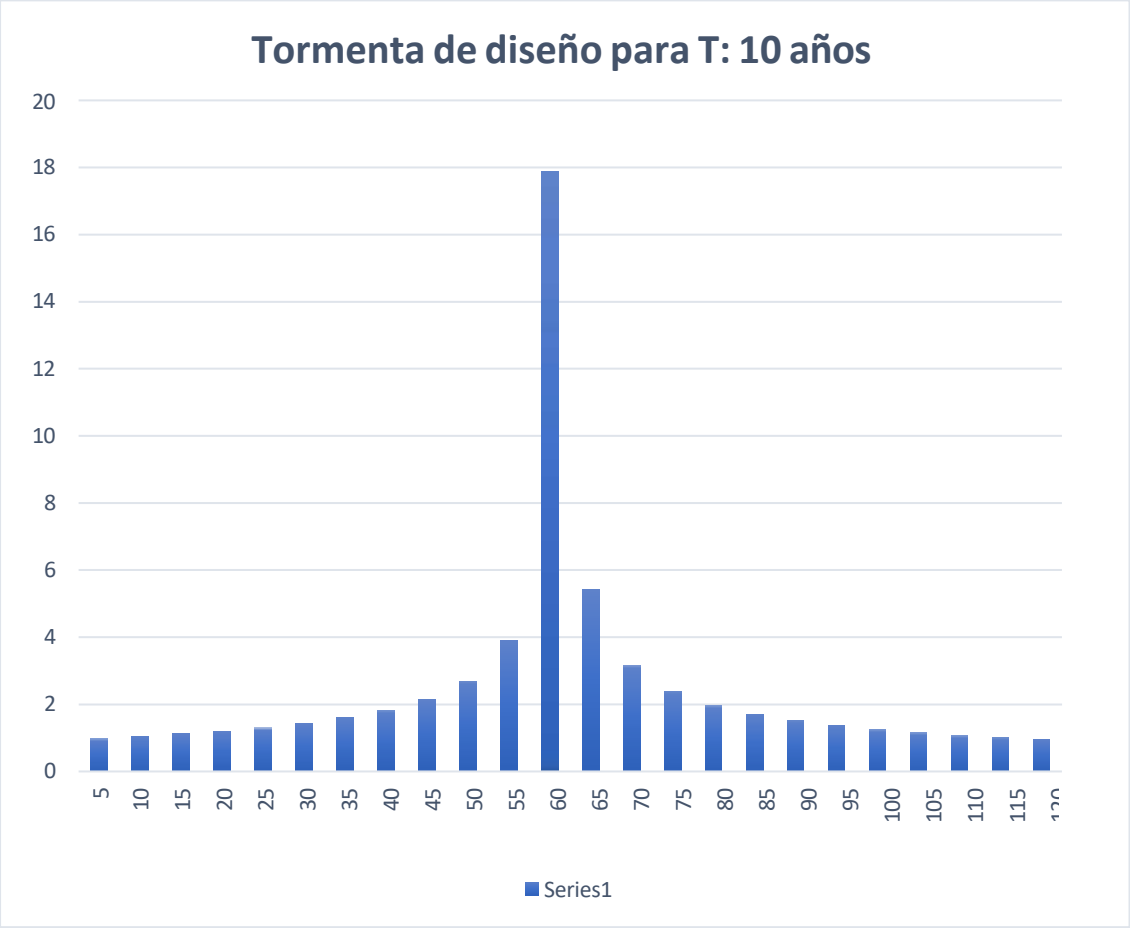


Figura 14: Hietograma de diseño por bloques alternos Tr 10 Años. Fuente: Elaboración propia (2024).

7.9 ÁREA DE DRENAJE (A)

Una cuenca hidrográfica es el área de aguas superficiales o subterráneas que vierten a una red natural con una o varias corrientes superficiales, de caudal continuo o intermitente, que confluyen en un curso mayor, que a su vez puede desembocar en un río principal, en un depósito natural de aguas, en un pantano o directamente en el mar.

El área de drenaje corresponde a la superficie delimitada por la divisoria de aguas de la zona de estudio. Las áreas se determinaron por medio de Google Earth y el sistema de información geográfica (SIG), las cuales contribuyen a los sistemas que se están diseñando. Con el fin de delimitar las áreas contribuyentes a la escorrentía superficial se

realizó el trazado de las áreas aferentes de cada una. Las áreas de drenaje corresponden a pequeños cultivos y canales artesanales construidos por la comunidad aledaña.

El área de drenaje está definida por una divisoria o parte aguas estructurada topográficamente en donde las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas, por uno o varios cursos de agua interconectados entre sí, hacia un único punto de salida.

Para realizar el modelamiento hidrológico fue necesario evaluar y determinar las corrientes que aportan a la condición de flujo de la cuenca a modelar, por lo que fue fundamental realizar un estudio hidrológico y una modelación de la zona de estudio que involucró a todas las corrientes a portantes a la escorrentía del sector, con la herramienta de hidrología que nos proporciona el sistema de información geográfica y el cual nos permite identificar variables hidrológicas como: Los drenajes, la dirección del flujo, la acumulación del flujo, la delimitación de la cuenca y subcuencas y la clasificación del drenaje de acuerdo con su orden.



Figura 15: Áreas de drenaje del Parque. Fuente: Elaboración propia (2024).

7.10 PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE

Para la determinación de la pendiente media del cauce se empleó la metodología de Taylor y Schwarz, por medio de una muestra estadística de las pendientes normales a las curvas de nivel de las secciones escogidas.

$$S = \left[\frac{L}{\sum \frac{Li}{\sqrt{Si}}}\right]^2$$

Donde,

S. pendiente ponderada del cauce en (m/m).

L. Longitud del cauce en (m) li. Longitud de cada tramo.

si. Pendiente de cada subtramo.

7.11 PERÍODO DE RETORNO DE DISEÑO (Tr)

El periodo de retorno puede definirse como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud especifica. La probabilidad de ocurrencia del evento X ≥ xt en cualquier observación puede relacionarse con el periodo de retorno de la siguiente manera:

$$T = \frac{1}{P(X \geq xt)} = \frac{1}{1 - P(X \leq xt)}$$

Siguiendo las indicaciones establecidas por el Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (MVCT, 2000, 2017, 2019) se recomiendan unos periodos de retorno para diferentes obras de drenaje vial, las cuales se relacionan en la Tabla 12.

Tabla 12: Periodos de retorno especificados para obras de drenaje. Fuente: RES 0330/2017.

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

El período de retorno de diseño debe determinarse de acuerdo con la importancia de las áreas y con los daños, perjuicios o molestias que las inundaciones periódicas puedan ocasionar a los habitantes, tráfico vehicular. La selección del período de diseño está asociada entonces con las características de protección e importancia del área de estudio.

Según la recomendación del MVCT se escoge un periodo de retorno de 10 años para alcantarillados con áreas tributarias entre 2 y 10 Ha.

7.12 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C)

El coeficiente de escorrentía es la relación entre la parte de la precipitación que circula superficialmente y la precipitación total, entendiendo que la parte superficial es menor que la precipitación total al descontar la evaporación, evapotranspiración, almacenamiento, etc. Como puede comprenderse, el proceso de escorrentía es complejo y en la práctica deben introducirse simplificaciones. El coeficiente de escorrentía es un valor adimensional comprendido entre 0 y 1.

La escorrentía dependerá de la zona a que corresponda y a los materiales constituyentes de la superficie. Atendiendo a la zonificación pueden adoptarse los siguientes valores:

Tabla 13: Coeficiente de Escorrentía. Fuente: RES 0330/2017

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 estos	0,75
Residencial unifamiliar, con casas contiguas y predominio de jardines	0,60
Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados	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

La zona en análisis se caracteriza por áreas de césped y zonas duras, para un coeficiente ponderado de 0.90.

7.12.1 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (Tc)

Se define como el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda la cuenca contribuya al sitio de la obra de drenaje en consideración, o, en otras palabras, el tiempo que toma el agua desde los límites más extremos de la hoya hasta llegar a la salida de esta. En general, el tiempo de concentración se calcula por medio de ecuaciones empíricas, dentro de las cuales se cuentan las siguientes:

- **Ecuación de Kirpich (1940):**

$$t_c = 0.06628\left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.77}$$

Donde: Tc: Tiempo de concentración, en horas (h). L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km). S: Pendiente entre las elevaciones máxima y mínima (pendiente total) del cauce principal, en metros por metro (m/m).

- **Ecuación de Témez:**

$$t_c = 0.30\left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76}$$

Donde: Tc: Tiempo de concentración, en horas (h). L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km). S: Pendiente total del cauce principal, en porcentaje (%).

- **Ecuación de Ventura - Heras:**

$$t_c = 0.30\left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.75}$$

Donde, Tc: Tiempo de concentración, en horas (h). L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km). S: Pendiente total del cauce principal, en metros por metro (m/m).

Se evalúa el tiempo de concentración con la fórmula de Kirpich y se sigue la recomendación del manual de drenaje del INVIAS “Aunque el cálculo de los diferentes tiempos de concentración para una hoya hidrográfica difiere de acuerdo con la fórmula empleada, se requiere que se utilice, desde el punto de vista de la seguridad en relación con menores tiempos de concentración (mayores intensidades de precipitación y/o histogramas de lluvias más concentrados), la fórmula de Kirpich. Por otro lado, se tomará como mínimo un tiempo de concentración igual a 15 min (INVIAS, 2009), con el fin de tener en cuenta el tiempo inicial que tarda el agua en concentrarse en una hoya y no sobreestimar la intensidad de precipitación que resultaría con valores calculados menores a este tiempo de concentración”. Es decir que para los tiempos de concentración menores a 15 minutos se utilizara el valor de 15 min.

7.13 ESTIMACIÓN DE CAUDAL POR EL MÉTODO RACIONAL

A partir de la identificación de la red hídrica de drenajes obtenida con la caracterización de las microcuencas, se logró establecer un drenaje principal que se acumula en los puntos de más bajo nivel de la zona; también se identificó un drenaje secundario que discurre directamente a un canal de excedentes existente sobre el costado sur hasta encontrarse con el drenaje principal.

Para la estimación de los caudales máximos de entrada al predio del proyecto, se utilizó el Método Racional, en razón a que el área de la microcuenca aportante es menor a 2.5 km2, que es la recomendación del INVIAS (2009). La duración de las lluvias de diseño se establece igual al tiempo de concentración de la cuenca, toda vez que esta es la condición más desfavorable y que es una práctica recomendada en hidrología (Chow, 1994).

El método o fórmula racional es una de las ecuaciones más adecuadas para el cálculo del caudal pico en pequeñas áreas, esta metodología se considera válida para áreas inferiores a 0,9 km² (ASCE, 1992) (Rodríguez, 2013) y se fundamenta en la siguiente ecuación:

$$Q = 0.278\, C * I * A$$

Donde Q es el caudal en m^3/s; C es el coeficiente de escorrentía que depende las pendientes, el tipo y uso del suelo; A es el área de drenaje de la cuenca en km2 y 0.278 corresponde al factor de conversión de unidades.

Esta metodología establece que el caudal pico ocurre cuando toda el área contribuye al flujo y la intensidad de la lluvia es uniforme en un tiempo igual al tiempo de concentración de la hoya (o microcuenca, en este caso) (H. Rodríguez, 2013).
El coeficiente de escorrentía es la relación entre la tasa pico de escorrentía directa y la intensidad de la precipitación en un período de tiempo dado (Chow, 1994). La selección de este coeficiente en general se realizar de acuerdo con las coberturas del suelo. Este valor también se puede calcular para una lluvia de características conocidas, siempre y cuando se conozca la respuesta de la hoya en términos del caudal de escorrentía superficial (Monsalve, 2004).

Tabla 14: Caudal para diferentes periodos de retorno. Fuente: Elaboración propia (2024).

ABCISA		LONGITUD	PENDIENTE (%)	PENDIENTE (m/m)	LONGITUD	ÁREA DE DRENAJE VÍA	ÁREA DE DRENAJE VIVIENDAS	ÁREA TOTAL	ÁREA TOTAL	% ÁREA VÍAS	% ÁREAS ZONAS VIVIENDAS	COEF. ESOCRENTÍA VÍAS	COEF. ESCORRENTÍA ZONAS ALEDAÑAS	COEF. ESCORRENTÍA PONDERADO	PERIODO DE RETORNO	Tc Kirpich Calculado	Tc Kirpich Escogido	INTENSIDAD	CAUDAL	CAUDAL ACUMILADO
INICIAL	FINAL	(m)	TERRENO	TERRENO	(km)	M2	M2	M2	Km 2			CONCRETO	CONCRETO		Años	min	min	mm/hr	m3/s	m3/s
K0+004	K0+155	151.19	-0.10%	-0.0010	0.151	831.53	3779.68	46120.461	0.00	18%	82%	0.9	0.9	0.900	10	13.270	15.000	127.97	0.148	0.148
K0+155	K0+208	52.77	-0.60%	-0.0060	0.053	290.24	2569.91	28600.15	0.00	10%	90%	0.9	0.9	0.900	10	2.960	15.000	127.97	0.092	0.239
K0+208	K0+211	2.88	1.88%	0.0188	0.003	15.84	72.00	87.84	0.00	18%	82%	0.9	0.9	0.900	10	0.200	15.000	127.97	0.003	0.474
K0+211	K0+446	235.31	-0.24%	-0.0024	0.235	1294.22	5882.83	7177.05	0.00	18%	82%	0.9	0.9	0.900	10	13.310	15.000	127.97	0.230	0.230
K0+446	K0+566	119.61	-0.12%	-0.0012	0.120	657.84	4586.32	5244.16	0.00	13%	87%	0.9	0.9	0.900	10	10.330	15.000	127.97	0.168	0.398
K0+566	K0+681	115.08	-0.41%	-0.0041	0.115	632.94	6589.63	7222.57	0.00	9%	91%	0.9	0.9	0.900	10	6.250	15.000	127.97	0.231	0.675
K0+681	K0+697	16.01	4.86%	0.0486	0.016	88.05	400.25	488.31	0.00	18%	82%	0.9	0.9	0.900	10	0.530	15.000	127.97	0.016	0.026
K0+697	K0+701	4.25	1.76%	0.0176	0.004	23.38	106.25	129.63	0.00	18%	82%	0.9	0.9	0.900	10	0.280	15.000	127.97	0.004	0.011
K0+701	K0+703	1.53	5.39%	0.0539	0.002	8.41	38.25	46.66	0.00	18%	82%	0.9	0.9	0.900	10	0.080	15.000	127.97	0.001	0.007
K0+703	K0+708	5.17	8.46%	0.0846	0.005	28.44	129.25	157.69	0.00	18%	82%	0.9	0.9	0.900	10	0.180	15.000	127.97	0.005	0.005
Aportante	T2-1																			0.084
Aportante	T3-2																			0.046

7.14 Comprobación de capacidad de la vía

Se debe verificar la capacidad hidráulica de la vía procurando que en ningún momento el caudal transportado por esta supere la altura del bordillo propuesto generando afectaciones.

Tabla 15 Capacidad Hidráulica de la vía

ABSCISA		LONGITUD	PENDIENTE (m/m)	LONGITUD	PROFUNDIDAD (Y)	BORDE LIBRE (L)	ALTURA BORDILLO	T1	P	ÁREA	RH	COEF. MANNING	V	Q DISEÑO	Q HIDROLOGICO	CHEQUEO CAUDALES
INICIAL	FINAL	(m)	TERRENO	(km)	m	m	m		m	m2	m	n	m/s	m3/s	m3/s	
K0+004.16	K0+155.35	151.19	0.0010	0.15	0.17	0.03	0.20	5.00	5.34	0.85	0.16	0.014	0.663	0.564	0.147642	CUMPLE
K0+155.35	K0+208.12	52.77	0.0060	0.05	0.17	0.03	0.20	5.00	5.34	0.85	0.16	0.014	1.625	1.381	0.091576	CUMPLE
K0+208.12	K0+211.00	2.88	0.0188	0.00	0.17	0.03	0.20	5.00	5.34	0.85	0.16	0.014	2.877	2.445	0.002812	CUMPLE
K0+211.00	K0+446.31	235.31	0.0024	0.24	0.17	0.03	0.20	5.00	5.34	0.85	0.16	0.014	1.028	0.874	0.229795	CUMPLE
K0+446.31	K0+565.92	119.61	0.0012	0.12	0.17	0.03	0.20	5.00	5.34	0.85	0.16	0.014	0.727	0.618	0.167908	CUMPLE
K0+565.92	K0+681.00	115.08	0.0041	0.12	0.17	0.03	0.20	5.00	5.34	0.85	0.16	0.014	1.343	1.142	0.231253	CUMPLE
K0+681.00	K0+697.01	16.01	0.0486	0.02	0.17	0.03	0.20	5.00	5.34	0.85	0.16	0.014	4.625	3.931	0.015635	CUMPLE
K0+697.01	K0+701.26	4.25	0.0176	0.00	0.17	0.03	0.20	5.00	5.34	0.85	0.16	0.014	2.783	2.366	0.004150	CUMPLE
K0+701.26	K0+702.79	1.53	0.0539	0.00	0.17	0.03	0.20	5.00	5.34	0.85	0.16	0.014	4.871	4.140	0.001494	CUMPLE
K0+702.79	K0+707.96	5.17	0.0846	0.01	0.17	0.03	0.20	5.00	5.34	0.85	0.16	0.014	6.102	5.187	0.005049	CUMPLE

7.15 CANALES DE EVACUACIÓN LATERALES CIRCUNDANTES

Se propone entre las margen izquierda de la vía el uso de un canal cerrado tipo andén cuneta en concreto con sección rectangular y sumidero de ventana con rejilla con el fin de evacuar los excedentes de las aguas de escorrentía generadas por la superficie de la vía y la escorrentía propia que caen sobre el mismo andén cuneta.

El caudal de diseño (q) se estima de acuerdo con lo descrito en los numerales de caudal y coeficiente de escorrentía del presente documento y el cálculo de la capacidad hidráulica se realiza con las siguientes ecuaciones, las cuales son resultado de una combinación entre la ecuación de velocidad de Manning y las propiedades geométricas de la sección.

7.16 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS HIDRÁULICAS DE SECCIÓN

Área mojada:

$$A = B * y$$

Perímetro mojado:

$$P = (2 * y) + B$$

Radio hidráulico:

$$Rh = \frac{B * y}{}$$

Cuando el nivel de agua en el canal (Y) es igual a la altura de este (H), se evacuará el caudal máximo a sección llena para una pendiente definida; establecida de acuerdo con la forma del terreno donde se apoyará el canal.

$$Q = A * \frac{1}{\eta} RH^{2/3} S^{1/2}$$

Se establece el criterio de capacidad, comparando el caudal de diseño (q) calculado usando el método racional basado en la intensidad de diseño y las áreas aferentes, con

la capacidad máxima a sección llena del canal. Finalmente se realiza la verificación de profundidad de flujo evacuando el caudal de diseño (q) para garantizar un borde libre adecuado; tal profundidad (Y) se encuentra solucionando la siguiente ecuación:

$$\frac{q * n^{3}}{(S^{1/2})} = (B * y)\left(\frac{B * y}{[B + (2y)]}\right)^{2/3}$$

La profundidad calculada permite entonces calcular la velocidad del flujo la cual debe estar entre los límites establecidos por la res 0330/2017 y 0799/2021 como 0, 5 m/s para que no ocasione sedimentación de partículas y 3,0 m/s para canales revestidos en concreto según su sensibilidad a la abrasión.

Los cálculos de diseño y análisis comparativos se muestran en las tablas abajo relacionadas.

Tabla 22: Área a Drenar de cada Cuneta. Fuente: Elaboración propia (2024).

ÁREA INICIAL	LONGITUD (m)	PENDIENTE (m/m) TERRENO	BASE (m)	TIRANTE (m)	ÁREA HIDRÁULICA (m2)	PERIMÉTRO MOJADO (m)	RADIO HIDRÁULICO (m)	COEF. MANNING n	VELOCIDAD m/s	Q DISEÑO m3/s	Q HIDROLOGICO m3/s	CHEQUEO CAUDALES
1.00	151.187	0.001	2.00	0.25	0.5	2.50	0.20	0.015	0.72	0.360	0.10	CUMPLE
2.00	52.77	0.006	2.00	0.30	0.6	2.60	0.23	0.015	1.94	1.166	0.13	CUMPLE
3.00	2.88	0.0188	2.00	0.40	0.8	2.80	0.29	0.015	3.97	3.172	0.32	CUMPLE
4.00	235.313	0.0024	2.00	0.40	0.8	2.80	0.29	0.015	1.42	1.133	0.15	CUMPLE
5.00	119.607	0.0012	2.00	0.40	0.8	2.80	0.29	0.015	1.00	0.801	0.23	CUMPLE
6.00	115.08	0.0041	2.00	0.40	0.8	2.80	0.29	0.015	1.85	1.481	0.35	CUMPLE
7.00	16.01	0.0041	2.00	0.40	0.8	2.80	0.29	0.015	1.85	1.481	0.67	CUMPLE

7.17 Sumideros Laterales

Con el fin de hacer recolección de las aguas superficiales generadas en el evento de pluviosidad y ser entregadas al canal existente ubicado sobre la Cra 9w se propone la creacion de sumideros laterales en las siguientes abscisas:

Tabla 23 Ubicación de sumideros de ventana

UBICACIÓN SUMIDEROS PROYECTADOS			
ABSCISA	**UBICACION**	**B(m)**	**L(m)**
K0+034	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+064	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+094	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+124	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+151	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+181	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+208	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+211	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+241	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+271	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+301	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+331	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+361	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+391	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+421	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+446	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+476	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+506	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+536	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+566	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+596	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+626	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+656	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+681	Derecha e izquierda	0.80	0.10
K0+697	Derecha e izquierda	0.80	0.10

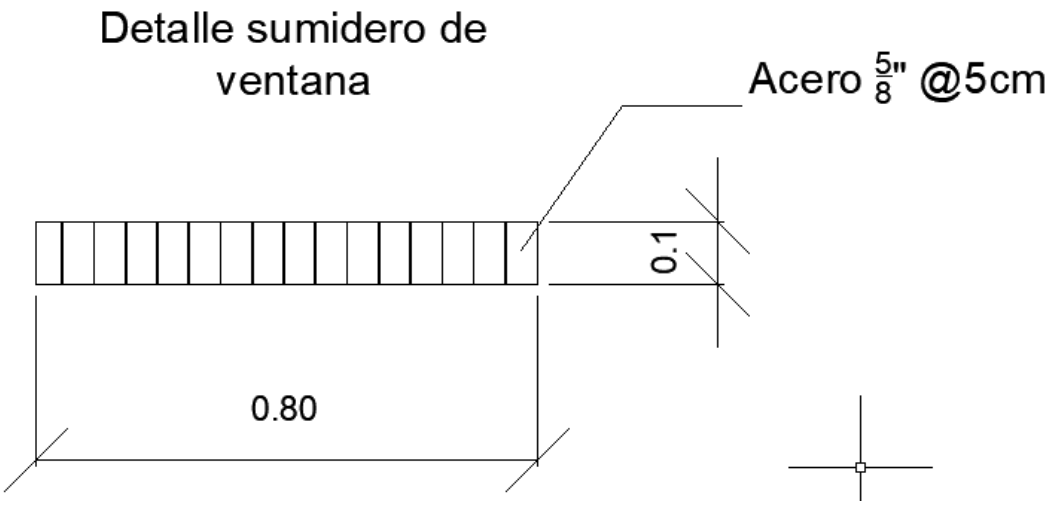


Figura 16 Esquema de sumidero tipo ventana

Tabla 24 Sumideros de ventana

ABCISA		LONGITUD	PENDIENTE (%)	PENDIENTE (m/m)	Bombeo (%)	Bombeo (m/m)	W	L	Intensidad	AREA TRAMO	Q tramo	Ubicación sumidero	Lt	Le	E	Qi	Qb
INCIAL	FINAL	(m)	TERRENO	TERRENO	VIA	VIA	(m)	(m)	mm/hr		(m3/s)		(m)	(m)	%	(m3/s)	(m3/s)
K0+004	K0+034	30.00	-0.10%	-0.0010	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	2.67621429	0.72	0.43113138	0.00848946	0.01
K0+034	K0+064	30.00	-0.10%	-0.0010	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	2.67621429	0.72	0.43113138	0.00848946	0.01
K0+064	K0+094	30.00	-0.10%	-0.0010	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	2.67621429	0.72	0.43113138	0.00848946	0.01
K0+094	K0+124	30.00	-0.10%	-0.0010	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	2.67621429	0.72	0.43113138	0.00848946	0.01
K0+124	K0+151	26.84	-0.10%	-0.0010	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00055	0.02	Derecha e izquierda	2.5538667	0.72	0.4490589	0.00791018	0.01
K0+151	K0+181	30.00	-0.60%	-0.0060	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	4.58106297	0.72	0.26492251	0.00521662	0.01
K0+181	K0+208	27.00	-0.60%	-0.0060	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00055	0.02	Derecha e izquierda	4.3827643	0.72	0.27604838	0.00489213	0.01
K0+208	K0+211	3.00	1.88%	0.0188	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00006	0.00	Derecha e izquierda	2.45339932	0.72	0.46490033	0.00091544	0.00
K0+211	K0+241	30.00	-0.24%	-0.0024	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	3.48004018	0.72	0.34113557	0.00671734	0.01
K0+241	K0+271	30.00	-0.24%	-0.0024	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	3.48004018	0.72	0.34113557	0.00671734	0.01
K0+271	K0+301	30.00	-0.24%	-0.0024	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	3.48004018	0.72	0.34113557	0.00671734	0.01
K0+301	K0+331	30.00	-0.24%	-0.0024	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	3.48004018	0.72	0.34113557	0.00671734	0.01
K0+331	K0+361	30.00	-0.24%	-0.0024	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	3.48004018	0.72	0.34113557	0.00671734	0.01
K0+361	K0+391	30.00	-0.24%	-0.0024	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	3.48004018	0.72	0.34113557	0.00671734	0.01
K0+391	K0+421	30.00	-0.24%	-0.0024	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	3.48004018	0.72	0.34113557	0.00671734	0.01
K0+421	K0+446	25.00	-0.24%	-0.0024	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00051	0.02	Derecha e izquierda	3.22350342	0.72	0.36555191	0.00599844	0.01
K0+446	K0+476	30.00	-0.12%	-0.0012	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	2.82667098	0.72	0.41091412	0.00809136	0.01
K0+476	K0+506	30.00	-0.12%	-0.0012	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	2.82667098	0.72	0.41091412	0.00809136	0.01

ABCISA		LONGITUD	PENDIENTE (%)	PENDIENTE (m/m)	Bombeo (%)	Bombeo (m/m)	W	L	Intensidad	AREA TRAMO	Q tramo	Ubicación sumidero	Lt	Le	E	Qi	Qb
INCIAL	FINAL	(m)	TERRENO	TERRENO	VIA	VIA	(m)	(m)	mm/hr		(m3/s)		(m)	(m)	%	(m3/s)	(m3/s)
K0+506	K0+536	30.00	-0.12%	-0.0012	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	2.82667098	0.72	0.41091412	0.00809136	0.01
K0+536	K0+566	30.00	-0.12%	-0.0012	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	2.82667098	0.72	0.41091412	0.00809136	0.01
K0+566	K0+596	30.00	-0.41%	-0.0041	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	4.08654272	0.72	0.2945105	0.00579924	0.01
K0+596	K0+626	30.00	-0.41%	-0.0041	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	4.08654272	0.72	0.2945105	0.00579924	0.01
K0+626	K0+656	30.00	-0.41%	-0.0041	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00062	0.02	Derecha e izquierda	4.08654272	0.72	0.2945105	0.00579924	0.01
K0+656	K0+681	25.00	-0.41%	-0.0041	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00051	0.02	Derecha e izquierda	3.78529664	0.72	0.31597707	0.00518495	0.01
K0+681	K0+697	16.01	4.86%	0.0486	2%	0.02	0.60	0.80	127.97	0.00033	0.01	Derecha e izquierda		0.72		0	0.01

8 CONCLUSIONES

El desagüe se encuentra condicionado a la condición del canal de recibo ubicado sobre la Cra 9w el cual es un canal de tránsito lento. Teniendo en cuenta esto, la ubicación de la compuerta rectangular es con el fin de operar ante eventos de precipitaciones donde el canal supere su capacidad hasta la evacuación del mismo.
Los cárcamos transversales y el anden canal propuesto mitigarían el impacto del déficit en el punto de entrega sin embargo no es una solución de raíz a tal inconveniente
Dentro del diseño se consideró lo aportado por la alcaldía de Montería en el proyecto de pavimentación del Barrio Minuto de Dios.
No se debe arrojar solidos a la red de drenaje pluvial
No se debe conectar la red sanitaria a la red de drenaje pluvial
El evento de precipitación de diseño fue tomado en un periodo de retorno de 10 años según lo sugiere el Manual INVIAS.
Si se requiere realizar algún cambio debe ser previamente consultado con el diseñador.