

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA

FACULTAD DE INGENIERÍA CULIACÁN

**PROGRAMA DE MAESTRÍA EN
INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN**



**“METODOLOGÍA PARA LA REALIZACIÓN DE ESTUDIOS
HIDROLÓGICOS-HIDRÁULICOS EN EL MUNICIPIO DE
CULIACÁN”**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

PRESENTA:

Cristian Miguel García Ríos

DIRECTOR DE TESIS

MSE. Sergio Arturo Rentería Guevara

CO-DIRECTOR DE TESIS

Dr. Fernando García Páez

Culiacán de Rosales, Sinaloa, a octubre de 2020.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

REPOSITORIO INSTITUCIONAL



UAS- Dirección General de Bibliotecas

Repositorio Institucional Restricciones

de uso

Todo el material contenido en la presente tesis está protegido por la Ley Federal de Derechos de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

Queda prohibido la reproducción parcial o total de esta tesis. El uso de imágenes, tablas, gráficas, texto y demás material que sea objeto de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente correctamente mencionando al o los autores del presente estudio empírico. Cualquier uso distinto, como el lucro, reproducción, edición o modificación sin autorización expresa de quienes gozan de la propiedad intelectual, será perseguido y sancionado por el Instituto Nacional de Derechos de Autor.



Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons Atribución-No Comercial-Compartir Igual, 4.0 Internacional.

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, mis maestros y mis amigos.

RESUMEN

Este documento presenta una propuesta para la realización de un manual de procedimientos de los estudios hidráulico-hidrológicos que son requisito para la construcción de fraccionamientos dentro del municipio de Culiacán, Sinaloa, aplicado para cuencas urbanas localizadas en la localidad de Culiacán.

Nace de la necesidad de tener una estandarización sobre los criterios y métodos a utilizar en los cálculos de los estudios hidráulico-hidrológicos, sirve para ayudar que todos los fraccionamientos que se construyan en la localidad sean diseñados en su aspecto hidráulico-hidrológico de una forma estandarizada. Para lo cual se revisó una muestra de estudios realizados de los años 2016 al año 2019 para fraccionamientos del municipio de Culiacán e identificar que métodos y criterios utilizan cada uno de ellos y poder elegir los mejores y aplicarlos en un manual.

PALABRAS CLAVE

Metodología, Estudio, Hidráulico, Hidrológico

ABSTRACT

This document presents a proposal for the realization of a manual of procedures for the hydraulic-hydrological studies that are a requirement for the construction of subdivisions within the municipality of Culiacán, Sinaloa, applied to urban basins located in the town of Culiacán.

It arises from the need to have a standardization on the criteria and methods to be used in the calculations of the hydraulic-hydrological studies, it serves to help that all the subdivisions that are built in the locality are designed in their hydraulic-hydrological aspect in a standardized way. For which a sample of studies carried out from 2016 to 2019 for subdivisions of the municipality of Culiacán was reviewed and to identify which methods and criteria each of them use and to be able to choose the best ones and apply them in a manual.

INDICE DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	12
1.1 PRESENTACIÓN	12
1.1.1 MISIÓN.....	12
1.1.2 VISIÓN.....	12
1.2 ANÁLISIS SITUACIONAL.....	13
1.3 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA SELECCIONADO	14
2. FUNDAMENTO TEÓRICO.....	16
2.1 MARCO HISTÓRICO Y CONTEXTUAL	16
2.2 ESTADO DEL ARTE	18
2.3 MARCO TEÓRICO.....	22
2.4 MARCO LEGAL.....	28
3. PROYECTO DE INTERVENCIÓN	28
3.1 OBJETIVO GENERAL.....	28
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	29
3.3 JUSTIFICACIÓN	29
3.4 METODOLOGÍA	30
3.4.1 DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA DE LOS PROYECTOS RECIBIDOS	30
3.4.1.1 DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA DE UN ESTUDIO HIDROLOGICO-HIDRAULICO ENTREGADO EN EL AÑO 2016.....	30
3.4.1.2 DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA DE UN ESTUDIO HIDROLOGICO-HIDRAULICO ENTREGADO EN EL AÑO 2017.....	40
3.4.1.3 DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA DE UN ESTUDIO HIDROLOGICO-HIDRAULICO ENTREGADO EN EL AÑO 2018.....	56
3.4.1.4 DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA DE UN ESTUDIO HIDROLOGICO-HIDRAULICO ENTREGADO EN EL AÑO 2019.....	68
3.4.2 DEFINICIÓN DEL ALCANCE DE LOS ESTUDIOS HIDROLÓGICOS-HIDRÁULICOS A PRESENTAR.....	76
3.5 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	78
3.5.1 DESARROLLO DEL MANUAL	78

4. ESTRATEGIAS DE IMPLEMENTACIÓN.....	147
4.1 PLAN DE ACCIÓN	147
4.2 ESTRATEGIAS USADAS PARA PRESENTAR Y PERSUADIR A LOS INVOLUCRADOS EN EL PROYECTO	147
5. ADMINISTRACIÓN DEL PROYECTO	149
5.1 CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES Y RECURSOS.....	149
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	150
6.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	150
REFERENCIAS DOCUMENTALES Y BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTARIA	153
REFERENCIAS DOCUMENTALES.....	153
BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTARIA	158
ANEXOS.....	158
ANEXOS.....	158

INDICE DE TABLAS

TABLA 1.1 PERIODOS DE RETORNO PARA DIFERENTES TIPOS DE ESTRUCTURA	28
TABLA 2.0 INFORMACIÓN DE LA ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA CULIACÁN.....	32
TABLA 2.1 RESUMEN DE ERRORES CUADRÁTICOS	33
TABLA 2.2 PERIODO DE RETORNO – LLUVIA MÁXIMA DIARIA.....	33
TABLA 2.3 VALOR DE K CON EL CRITERIO DE LA OMM	34
TABLA 2.4 DATOS DE PRECIPITACIÓN-DURACIÓN-PERIODO DE RETORNO	35
TABLA 2.5 DATOS DE INTENSIDAD-DURACIÓN-PERIODO DE RETORNO	35
TABLA 2.6 INTENSIDADES DE LLUVIA DE LAS CUENCAS Y SUB-CUENCAS PARA UN TR DE 10 AÑOS.....	37
TABLA 2.7 COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO DEPENDIENDO DEL USO DEL SUELO	37
TABLA 2.8 GASTOS PLUVIALES CALCULADOS PARA CADA SUB-CUENCA	38

TABLA 3.0 ÁREAS CORRESPONDIENTES A CADA SUB-CUENCA	42
TABLA 3.1 LONGITUDES CORRESPONDIENTES PARA CADA SUB-CUENCA EN ESTUDIO	42
TABLA 3.2 PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL PARA LA CUENCA EN ESTUDIO.....	43
TABLA 3.3 TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN PARA LAS SUB-CUENCAS EN ESTUDIO	43
TABLA 3.4 PERIODOS DE RETORNO PARA LA DETERMINACIÓN DEL GASTO MÁXIMO DE DISEÑO EN DIVERSOS TIPOS DE OBRAS HIDRÁULICAS.....	44
TABLA 3.5 VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	45
TABLA 3.6 REGISTRO DE LLUVIAS MÁXIMAS DIARIAS ANUALES PARA LA CIUDAD DE CULIACÁN	45
TABLA 3.7 VALORES AJUSTADOS DE LA PRECIPITACION POR EL INTERVALO FIJO DE OBSERVACIÓN	46
TABLA 3.8 INTENSIDADES DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE CULIACÁN UTILIZANDO LA ECUACIÓN DE BELL.....	47
TABLA 3.9 PARÁMETROS DE DISEÑO Y TIPO DE BOMBEO.....	51
TABLA 3.10 DIMENSIONES Y TIPOS DE REJILLAS	52
TABLA 3.11 CAUDAL DE PROYECTO PARA LOS PASOS PLUVIALES.....	53
TABLA 3.12 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO EN CADA PASO PLUVIAL	54
TABLA 3.13 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE CADA TRAMO DE LA SECCIÓN	55
TABLA 4.0 COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO DEPENDIENDO DEL USO DEL SUELO	57
TABLA 4.1 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO PONDERADO	58
TABLA 4.2 REGISTRO DE LLUVIAS MÁXIMAS DIARIAS ANUALES DE LA ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA “CULIACÁN”	59
TABLA 4.3 VALORES DE K (CRITERIO DE LA OMM)	60
TABLA 4.4 VALORES DE LAS CURVAS PRECIPITACIÓN-DURACIÓN-PERODO DE RETORNO	61
TABLA 4.5 VALORES DE LAS CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-PERODO DE RETORNO.....	62
TABLA 4.6 INTENSIDAD DE LLUVIA PARA LA ZONA DE PROYECTO	64
TABLA 4.7 GASTOS DE CONDUCCIÓN EN LAS VIALIDADES DE INTERÉS	65
TABLA 4.8 COMPARACIÓN DE LOS GASTOS PLUVIALES Y LOS GASTOS DE CONDUCCIÓN DE LAS	

VIALIDADES EN LOS TRAMOS DE INTERÉS.....	66
TABLA 5.0 COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO	70
TABLA 5.1 VALORES K DE ACUERDO AL CRITERIO DE LA OMM.....	72
TABLA 5.2 VALORES DE LAS CURVAS I-D-TR	73
TABLA 5.3 INTENSIDAD DE LLUVIA PARA LA ZONA DEL PROYECTO	75
TABLA 5.4 TEMAS DEFINIDOS PARA LOS ESTUDIOS HIDROLÓGICOS-HIDRÁULICOS	77
TABLA 5.5 TEMAS DEFINIDOS PARA LOS ESTUDIOS HIDROLÓGICOS-HIDRÁULICOS	78
TABLA 6.0 ÁREAS CORRESPONDIENTES A CADA UNA DE LAS SUB-CUENCAS	81
TABLA 6.1 LONGITUDES CORRESPONDIENTES PARA CADA UNA DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO	82
TABLA 6.2 PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL PARA CADA SUB-CUENCA EN ESTUDIO	83
TABLA 6.3 TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN PARA LAS SUB-CUENCAS EN ESTUDIO	84
TABLA 6.4 PERIODOS DE RETORNO PRESENTADOS EN EL MANUAL DE AGUA POTABLE ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO DE LA CONAGUA	85
TABLA 6.5 VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	87
TABLA 6.6 REGISTROS DE LAS LLUVIAS MÁXIMAS DIARIAS ANUALES PARA LA CIUDAD DE CULIACÁN.....	90
TABLA 6.7 RESULTADOS OBTENIDOS PARA UNA DISTRIBUCIÓN EXPONENCIAL.....	92
TABLA 6.8 RESULTADOS OBTENIDOS PARA UNA DISTRIBUCIÓN NORMAL O DE GAUSS.....	93
TABLA 6.9 RESULTADOS OBTENIDOS PARA UNA DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL	96
TABLA 6.10 RESULTADOS OBTENIDOS PARA UNA DISTRIBUCIÓN CHI CUADRADA.....	97
TABLA 6.11 RESULTADOS OBTENIDOS PARA UNA DISTRIBUCIÓN GUMBEL	100
TABLA 6.12 RESULTADOS OBTENIDOS PARA UNA DISTRIBUCIÓN DOBLE GUMBEL	103
TABLA 6.13 ERROR CUADRÁTICO PARA CADA DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD REVISADA..	104
TABLA 6.14 VALOR DE LA PRECIPITACIÓN PARA LA DISTRIBUCIÓN SELECCIONADA ANTES DE APLICAR EL FACTOR DE CORRECCIÓN POR INTERVALO FIJO DE OBSERVACIÓN.....	106
TABLA 6.15 VALOR DE LA PRECIPITACIÓN (MM) AJUSTADO POR EL FACTOR DE CORRECCIÓN DEL 13%.....	106

TABLA 6.16 VALOR DEL COCIENTE K DE ACUERDO A LA ORGANIZACIÓN METEOROLÓGICA MUNDIAL	108
TABLA 6.17 INTENSIDADES DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE CULIACÁN, SINALOA OBTENIDAS DE LA ECUACIÓN DE BELL.	109
TABLA 6.18 DATOS DE LOS TRAMOS ANALIZADOS PARA CADA UNA DE LAS SUB-CUENCAS EN ESTUDIO DEL PROYECTO A REALIZAR.....	113
TABLA 6.19 CÁLCULO DEL GASTO DE CADA TRAMO PARA EL PROYECTO A REALIZAR CON UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS.	114
TABLA 6.20 VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING DEL LIBRO VEN THE CHOW	116
TABLA 6.21 VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING DEL LIBRO VEN THE CHOW	117
TABLA 6.22 VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING DEL LIBRO VEN THE CHOW	118
TABLA 6.23 VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING DEL LIBRO VEN THE CHOW	119
TABLA 6.24 VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING DEL LIBRO VEN THE CHOW	120
TABLA 6.25 PARÁMETROS DE DISEÑO Y TIPOS DE BOMBEO A CONSIDERAR EN EL PROYECTO A REVISAR	121
TABLA 6.26 CAPACIDAD DE CONDUCCIÓN DE LAS VIALIDADES DE LAS SUB-CUENCAS EN ESTUDIO DEL PROYECTO A REVISAR.	122
TABLA 6.27 DIMENSIONES Y TIPOS DE REJILLAS DEL PROYECTO A REVISAR.....	125
TABLA 6.28 GASTOS DE PROYECTO UTILIZADOS PARA OBTENER LAS DIMENSIONES DEL DRENAJE PLUVIAL	126
TABLA 6.29 CALCULO PARA EL CONDUCTO PLUVIAL DEL TRAMO XX AL XX	127
TABLA 6.30 CALCULO PARA EL CONDUCTO PLUVIAL DEL TRAMO XX AL XX	127
TABLA 6.31 CALCULO PARA EL CONDUCTO PLUVIAL DEL TRAMO XX AL XX	127
TABLA 6.32 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS EN CADA TRAMO DEL PROYECTO	128
TABLA 6.33 CARACTERÍSTICAS PARA CADA UNO DE LOS CADENAMIENTOS EN LOS TRAMOS DEL DRENAJE PLUVIAL	136
TABLA 6.34 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO EN CADA TRAMO	145

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 CICLO HIDROLÓGICO.....	17
FIGURA 2.0 CROQUIS DE LA LOCALIZACIÓN DE PROYECTO PORTALEGRE ESTATES II.....	31
FIGURA 2.1 CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-PERODO DE RETORNO	36
FIGURA 2.2 ÁREAS DE LAS SUB-CUENCAS DEL FRACCIONAMIENTO.....	38
FIGURA 2.3 SECCIONES D LAS VIALIDADES	40
FIGURA 3.0 SUB-CUENCAS DE LA ZONA EN ESTUDIO	42
FIGURA 3.1 CURVAS DE INTENSIDAD-DURACIÓN-PERODO DE RETORNO PARA LA CIUDAD DE CULIACÁN.....	49
FIGURA 3.2 FACTOR DE REDUCCIÓN POR ÁREA.....	50
FIGURA 3.3 NUMERACIÓN DE NODOS PARA EL FRACCIONAMIENTO	50
FIGURA 3.4 TIPOS DE BOMBEO.....	51
FIGURA 3.5 UBICACIÓN DE LAS REJILLAS.....	53
FIGURA 3.6 UBICACIÓN DE LOS PASOS PLUVIALES DEL PROYECTO.....	54
FIGURA 4.0 CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-PERODO DE RETORNO	62
FIGURA 5.0 CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-PERODO DE RETORNO	74
FIGURA 6.0 EJEMPLO DE LA UBICACIÓN DE UN FRACCIONAMIENTO.....	79
FIGURA 6.1 EJEMPLO DE LAS SUB-CUENCAS DEL FRACCIONAMIENTO EN ESTUDIO	81
FIGURA 6.2 LOCALIZACIÓN DE LA ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA CULIACÁN DGE-25015	91
FIGURA 6.3 GRAFICA DE RESULTADOS PARA LA ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA DG15005 CON UNA DISTRIBUCIÓN EXPONENCIAL.....	92
FIGURA 6.4 GRAFICA DE RESULTADOS PARA LA ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA DG25015 CON UNA DISTRIBUCIÓN NORMAL O DE GAUSS	93
FIGURA 6.5 TABLA DE ÁREA BAJO LA CURVA PARA UNA DISTRIBUCIÓN NORMAL O DE GAUSS	94
FIGURA 6.6 GRAFICA DE RESULTADOS PARA LA ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA DG25015 CON UNA DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL	96
FIGURA 6.7 GRAFICA DE RESULTADOS PARA LA ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA DG25015 CON UNA DISTRIBUCIÓN CHI CUADRADA.....	98

FIGURA 6.8 TABLA DE ÁREA BAJO LA CURVA PARA UNA DISTRIBUCIÓN CHI CUADRADA.....	99
FIGURA 6.9 GRAFICA DE RESULTADOS PARA LA ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA DG-25015 CON UNA DISTRIBUCIÓN GUMBEL	101
FIGURA 6.10 GRAFICA DE RESULTADOS PARA LA ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA DG25015 CON UNA DISTRIBUCIÓN DOBLE GUMBEL	103
FIGURA 6.11 COMPORTAMIENTO DE CADA UNA DE LAS FUNCIONES DE PROBABILIDAD DE AJUSTE PARA LA ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA CULIACÁN DG25015.....	105
FIGURA 6.12 CURVAS DE INTENSIDAD-DURACIÓN-PERODO DE RETORNO PARA LA CIUDAD DE CULIACÁN, SINALOA, OBTENIDAS CON LA ECUACIÓN DE BELL.....	110
FIGURA 6.13 UBICACIÓN Y NUMERACIÓN DE LOS NODOS PARA CADA TRAMO DEL PROYECTO A REVISAR.	114
FIGURA 6.14 ESQUEMA DE LOS DIFERENTES TIPOS DE BOMBEO PRESENTADOS EN EL PROYECTO A REVISARSE.....	121
FIGURA 6.15 LOCALIZACIÓN DE LAS REJILLAS CONSIDERADAS EN EL PROYECTO	125
FIGURA 6.16 PLANO DE TRAZO DEL DRENAJE PLUVIAL DEL FRACCIONAMIENTO EN ESTUDIO	126
FIGURA 6.17 BOSQUEJO DE LOCALIZACIÓN EN EL HEC-RAS DEL PROYECTO A REVISARSE.	129
FIGURA 6.18 DATOS DE LOS GASTOS DEL CANAL PLUVIAL DEL PROYECTO A REVISARSE.....	130
FIGURA 6.19 CONDICIONES DE FRONTERA DEL DRENAJE PLUVIAL A REVISAR	131
FIGURA 6.20 SELECCIÓN DEL TIPO DEL TIPO DE FLUJO PARA LA SIMULACIÓN A REALIZAR.....	132
FIGURA 6.21 RESULTADOS DEL DRENAJE PLUVIAL PARA UN PERODO DE RETORNO DE 10 AÑOS	133
FIGURA 6.22 RESULTADOS DEL DRENAJE PLUVIAL PARA UN PERODO DE RETORNO DE 10 AÑOS	134
FIGURA 6.23 RESULTADOS DEL DRENAJE PLUVIAL PARA UN PERODO DE RETORNO DE 10 AÑOS	135
FIGURA 6.24 PERFIL DEL FLUJO DEL TRAMO XXXX AL XXXX	137
FIGURA 6.25 PERFIL DEL FLUJO DEL TRAMO XXXX AL XXXX	138
FIGURA 6.26 PERFIL DEL FLUJO DEL TRAMO XXXX AL XXXX	139
FIGURA 6.27 TRAZO DEL DRENAJE PLUVIAL Y LA UBICACIÓN DE LAS REJILLAS PLUVIALES DEL FRACCIONAMIENTO DEL PROYECTO A REALIZAR.....	144

1. INTRODUCCIÓN

1.1 PRESENTACIÓN

En este trabajo se compararán los estudios hidráulico-hidrológicos de cuatro años diferentes, es decir, del año 2016 al año 2019, realizados para la obtención de los permisos de construcción de fraccionamientos del municipio de Culiacán, Sinaloa, México. Identificar los criterios y alcances que se tienen en cada uno de ellos para seleccionar aquellos que se consideren los mejores criterios de los cuatro estudios a analizar.

La investigación pretende proponer una forma estandarizada en la que los estudios hidráulico-hidrológicos son entregados a la Dirección de Desarrollo Urbano y Ecología del municipio de Culiacán, Sinaloa y que son requisito para la obtención de los permisos de construcción de los fraccionamientos. La estandarización, agilizará el proceso de revisión de los estudios, además de que se obtendrán resultados en base a un solo criterio en los alcances y formulas planteadas para cada apartado del estudio, facilitará para quienes realicen los estudios a tener un manual y que los resultados obtenidos se encuentren en base a un mismo criterio de realización.

1.1.1 MISIÓN

La misión es lograr una estandarización en la realización de los estudios hidráulico-hidrológicos, para provocar una disminución en los tiempos de revisión, debido a que estarán hechos en el mismo formato, criterios y alcances.

Aumentos de productividad para las personas que están dentro del proceso de revisión y aprobación de los estudios, facilidad y orientación dirigida sobre los temas y aspectos a revisar en cada uno de los proyectos hidrológicos-hidráulicos.

Ayudar a que los fraccionamientos construidos en un futuro en el municipio de Culiacán estén basados en conocimiento, métodos y estudios científicos respaldados. Todo esto permitiendo disminuir los riesgos de inundaciones.

1.1.2 VISIÓN

Mejorar la eficiencia en el proceso de la realización de los estudios hidráulico-hidrológicos, con el desarrollo del manual que estandariza los criterios, para que sea distribuido a los fraccionadores al momento de hacer los estudios para el municipio de Culiacán y que sea

un punto de partida para agilizar más procesos correspondientes a temas hidráulicos en el municipio.

1.2 ANÁLISIS SITUACIONAL

En una primera instancia los centros poblacionales crecían o se desarrollaban a los márgenes de los ríos, lo que contribuía a que las personas tuvieran el fácil acceso al agua para sus necesidades domésticas, además de usarla en agricultura y ganadería, actividades fundamentales para poder acceder a los alimentos.

A medida que las ciudades del mundo crecen es fundamental que se tenga una planeación urbana sobre las condiciones y espacios hacia donde se requiere que los centros poblacionales se esparzan, creando poblaciones que como todas las demás tienen las necesidades de servicios públicos para desarrollar sus actividades esenciales.

Así como se necesita de los servicios públicos los fraccionamientos requieren una planeación y cumplir ciertos requisitos para tener la certeza de que son lugares aptos para habitar y que existen las condiciones adecuadas que permiten desarrollarse a sus habitantes de manera segura, cómoda y estable.

Actualmente uno de los requisitos para la construcción de los fraccionamientos en el municipio de Culiacán es tener un estudio hidrológico-hidráulico que mencione las condiciones de precipitaciones máximas a las que se expondrá el fraccionamiento debido a su topografía, forma, área, longitud y otros parámetros que ayudan a realizar los cálculos necesarios para determinar la seguridad del fraccionamiento o que estructuras son necesarias construir para que sea un lugar seguro de habitarse.

La realización de los estudios hidráulico-hidrológicos para la construcción de los fraccionamientos es una parte de todo el conjunto de normas, condiciones y requisitos necesarios para su ejecución, que cumple con la parte de la seguridad en el tema de las inundaciones, ayudar a disminuir los riesgos por este tipo de eventos, ya que existen muchos otros factores que intervienen en el proceso de anteproyecto, proyecto, ejecución, control, termino de la construcción y mantenimiento para que lo planeado o determinado en el estudio se pueda llevar a cabo lo más cercano posible a la realidad.

Es por ello que es necesario tener la mayor cantidad de variables posibles tomadas en cuenta que ayuden a que la realización de los estudios hidrológicos-hidráulicos y tener mejor certeza sobre los resultados obtenidos. Es importante poder atender las demandas de crecimiento poblacional en los horizontes de crecimiento correctos, basados en el Programa Municipal de Desarrollo Urbano de Culiacán y las áreas destinadas para crecimiento y desarrollo según el estudio realizado para el Instituto Municipal de Planeación por la Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional Autónoma de México en el año 2014, lo que contribuye a una mejor satisfacción en las personas que vivan en esos fraccionamientos construidos.

1.3 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA SELECCIONADO

En el municipio de Culiacán, Sinaloa ha estado en crecimiento constante de fraccionamientos y centros poblacionales, y para la construcción de esos centros habitacionales, el municipio a través del ayuntamiento debe solicitar a los encargados de realizar dichos fraccionamientos una serie de documentos y estudios necesarios para que sea aprobado el proyecto y así empezar con la ejecución de la obra.

En el artículo 274 del reglamento de Construcciones del Municipio de Culiacán, menciona en uno de sus incisos que se debe entregar la memoria descriptiva del estudio hidrológico y el diseño o solución pluvial, el cual es llamado “Estudio Hidrológico y Solución Pluvial (Pluvial Obras Públicas)” ya que contempla aspectos hidráulicos de diseño, partiendo de consideraciones hidrológicas, por lo que una manera correcta de llamarlo sería estudio hidrológico-hidráulico.

Hasta el año 2019 el ayuntamiento por medio de la Dirección de Desarrollo Urbano y Ecología no tiene una definición estandarizada de que variables, parámetros y alcance se definen para la realización de los estudios, así como formatos y métodos a utilizar, la falta de políticas y estandarización provoca que cada fraccionador entregue proyectos con distintos alcances en base a su propia experiencia y criterio.

Actualmente en la Dirección de Desarrollo Urbano y Ecología los estudios hidrológicos-hidráulicos solo se observan como un requisito para el cumplimiento de una serie de documentos y trámites necesarios para la realización de los fraccionamientos. Es fundamental se tome con la importancia necesaria para que se obtengan mejores resultados enfocados al bienestar del municipio.

La problemática nace a partir de observar que varios fraccionamientos no cumplen las características, obras hidráulicas, ni condiciones necesarias al momento de la avenida de las lluvias máximas, por la falta del cumplimiento y estandarización en la realización de los proyectos, ya que se producen inundaciones que dañan el patrimonio de las familias afectadas, generando gastos para los habitantes. Otro aspecto a tomar en cuenta es la falta de consideración de todos los aspectos que intervienen en todo el proceso de los estudios hidrológicos-hidráulicos, ya sea en la planeación, en el proceso constructivo, o el mantenimiento necesario que se requiere de las obras auxiliares que ayuden al correcto funcionamiento de lo proyectado. Todas las etapas y fases que son necesarias incluyen factores que deben cuidarse y llevarlos lo mejor a cabo posible para el correcto funcionamiento. En ocasiones las recomendaciones emitidas en los estudios pueden no ser acatadas de la mejor forma y propiciar problemas futuros.

El no tener fraccionamientos con consideraciones establecidas aumenta el riesgo de inundaciones, en los últimos 4 años Culiacán al momento de recibir lluvias con una intensidad considerable se puede percibir en zonas del norte de la ciudad que no se han tomado en cuenta las variables hidrológicas e hidráulicas pertinentes para el diseño y construcción, ocasionando problemas de inundación.

Como se menciona anteriormente una de las causas por las cuales algunos fraccionamientos no tienen la capacidad para resistir precipitaciones con intensidades fuertes ha sido la falta de estandarización en los alcances, criterios, formulas, diseños, todo esto en la solicitud de los estudios hidrológicos-hidráulicos. Otro de los factores es que no ha existido una iniciativa por parte de la Dirección de Desarrollo Urbano y Ecología donde se exija, estandarice y se promueva, lo que provoca que cada estudio hidrológico-hidráulico al ser entregado sea bajo criterios distintos en base a la experiencia obtenida de sus propios trabajos.

Al año 2020 se puede percatar en algunas zonas de la ciudad de Culiacán donde existen inundaciones cuando se presentan precipitaciones con intensidades considerables, la ciudad se encuentra en un punto de crecimiento y es de suma importancia tener el control sobre las zonas de crecimientos y que esas zonas cumplan con todos los lineamientos y estudios necesarios entre los cuales, los hidrológicos-hidráulicos para disminuir los riesgos de inundaciones futuras y que no sea un problema generalizado en toda la ciudad de Culiacán.

El problema que se desea resolver es la falta de estandarización en la realización de los estudios hidrológicos-hidráulicos lo que ayuda a disminuir los riesgos en las inundaciones en el municipio de Culiacán ocasionadas por las lluvias de alta intensidad, provocando afectaciones en el patrimonio de los habitantes de la ciudad, ya sea por sus automóviles o sus casas, que pueden ser víctimas del agua que no es encausada de manera correcta o no fue prevista anteriormente en la planeación del lugar donde habitan.

2. FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 MARCO HISTÓRICO Y CONTEXTUAL

Los inicios de la hidrología se vinculan, por una parte, a las primeras obras de ingeniería de la antigüedad que servían para abastecer de agua a las ciudades o para regar campos de cultivo y, por otra, a los intentos de eminentes eruditos por comprender el medio físico que rodea al hombre (Aparicio, 1999).

Entre los conceptos básicos de la hidrología, el de ciclo hidrológico puede considerarse fundamental. Por evidente que este ciclo pueda parecer hoy, hubo de transcurrir mucho tiempo para que se lograra comprender su mecanismo, y ni siquiera los intelectos más brillantes del Renacimiento pudieron evitar algunas hipótesis falsas (Aparicio, 1999).

Aunque existen algunas referencias en la literatura más antigua, aparentemente le correspondió a Pierre Perrault el gran mérito de demostrar con evaluaciones cuantitativas en su libro *De l'origine des jointaines*, publicado en 1674, que las precipitaciones y las nevadas son la causa del flujo en los ríos, con lo cual marcó la pauta para el reconocimiento universal del ciclo hidrológico en su interpretación moderna. Lo anterior justificó la decisión de aceptar la obra de Pierre Perrault como principio de la hidrología científica y de celebrar su tricentenario en 1974 (Aparicio, 1999).

No fue sino hasta el siglo pasado en que la hidrología alcanzó un reconocimiento definitivo como disciplina. Su consolidación fue apoyada durante los últimos sesenta o setenta años por la publicación de una serie de manuales de hidrología, registrándose de esta manera el progreso científico con la aparición de revistas especializadas y con la creación de centros e institutos de investigación hidrológica (Aparicio, 1999).

Hasta la definición de hidrología, la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos (Chow, V. T., 1964).

Como todo ciclo, el hidrológico no tiene ni principio ni fin; y su descripción puede comenzar en cualquier punto. El agua que se encuentra sobre la superficie terrestre o muy cerca de ella se evapora bajo el efecto de la radiación solar y el viento. Ver figura 1.1 (Aparicio, 1999).

La primera etapa en el ciclo hidrológico es la evaporación del agua de los océanos. Este vapor de agua es llevado sobre los continentes por las masas de aire en movimiento. Si el vapor es enfriado hasta su punto de rocío se condensa en gotitas visibles de agua que forman nubes o neblina. En condiciones favorables se agrandan lo suficiente para caer en forma de precipitación. (Ray E. Linsley, 1964).

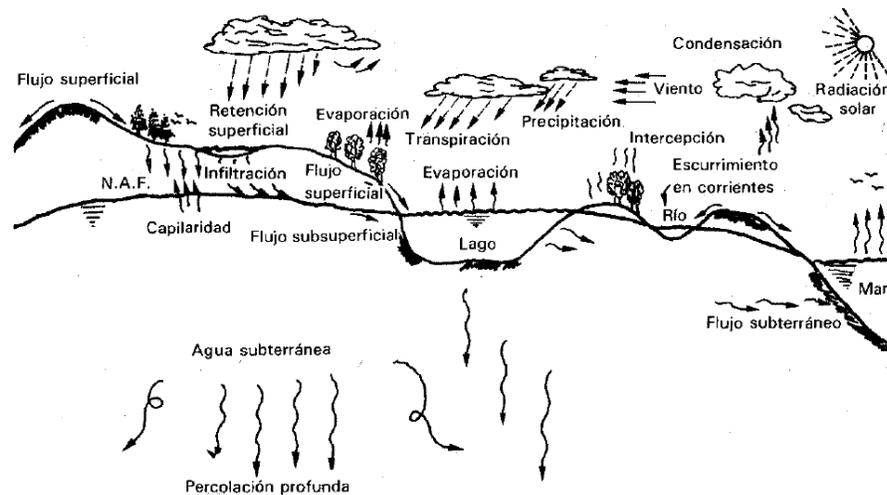


Figura 1.1 Ciclo hidrológico

El ciclo hidrológico se puede representar como un sistema, es decir, como una estructura o volumen en el espacio, delimitada por una frontera, cuyos componentes internos interactúan entre sí o con otros sistemas adyacentes. (Chow, V.T., 1964).

Es necesario limitar la parte de la hidrología que se estudia en la ingeniería a una rama que comúnmente se llama ingeniería hidrológica o hidrología aplicada que incluye aquellas partes del campo de la hidrología que atañen al diseño y operación de proyectos de ingeniería para el control y aprovechamiento del agua (Aparicio, 1999).

El ingeniero que se ocupa de proyectar, construir o supervisar el funcionamiento de instalaciones hidráulicas debe resolver numerosos problemas prácticos de muy variado

carácter. Sin excepción, estos diseños requieren de análisis hidrológicos cuantitativos para la selección del evento de diseño necesario. El objetivo de la hidrología aplicada es la determinación de esos eventos, que son análogos a las cargas de diseño en el análisis estructural, por poner un ejemplo de la ingeniería civil. Los resultados son normalmente sólo estimaciones, con aproximación limitada en muchos casos y burda en algunos otros (Aparicio, 1999).

Los procesos que estudia la hidrología involucran tantas variables que es difícil, si no imposible, prever si alguna vez se aproximará al status de ciencia exacta o, incluso, si alguna vez podrá llegar a ser completamente considerada como una ciencia independiente (Aparicio, 1999).

La realización de los estudios hidrológicos nace con la necesidad de poder tener los análisis necesarios para encausar, disponer, manejar a como mejor convenga los recursos hídricos para el humano, ya sea en la construcción de presas, embalses o cualquier obra que sea para el beneficio del ser humano.

Son necesarios estudios que incluyen análisis morfológico de la cuenca: la delimitación de la cuenca, la medición del área y la longitud, altura máxima y mínima, índice de compactidad, factor de forma, curva hipsométrica, pendiente media, caracterización de la red de drenaje y el perfil altimétrico del cauce principal, mientras que el aspecto hidráulico surge de la necesidad de crear las redes de distribución, encausamiento, manejo y control del agua que provoca las zonas inundables dentro de una población.

2.2 ESTADO DEL ARTE

En 1982 se realiza el Manual de Diseño Hidráulico para el condado de los Ángeles, que marca los criterios para el diseño hidrológicos del condado de Los Ángeles, California en Estados Unidos.

Se tiene una propuesta (Aranda & Francisco, 1993) que está formada en dos ediciones o partes, la primera parte es de criterios para la realización de los estudios hidrológicos que tiene como objetivo primordial contribuir a actualizar y sistematizar la elaboración de los estudios hidrológicos de la infraestructura hidráulica.

La propuesta de criterios se orienta a sistematizar las fases iniciales de todo estudio hidrológico. Uno de los objetivos de esta propuesta es establecer un documento base para su estudio, discusión y aceptación en un futuro inmediato; esto último, por la necesidad obvia de dichas normas. Propone el seguimiento para ocho obras de infraestructura hidráulica. Para cada tipo de obra se plantean los criterios básicos de elaboración de su estudio hidrológico, previa clasificación.

En la segunda parte de la propuesta define los métodos de fallas en presas, estimaciones asociadas con la seguridad de las presas, normas para las avenidas de diseño, criterios de bordo libre, entre otros.

Existe un manual que funciona como guía para la realización de los estudios hidrológicos, que aspectos considerar, explicar los pasos a realizar, procedimientos y estándares para obras públicas relacionadas en el condado de los Ángeles, California en Estados Unidos.

Hay diversas publicaciones en las que mencionan de acuerdo las características del lugar en estudio diversas maneras de realizar un estudio hidrológico-hidráulico, también influye la obra que se quiere realizar para la determinación de los estudios y valores necesarios, ecuaciones que apliquen, consideraciones tomadas.

En el trabajo de (Castillo, 2012), donde realiza un estudio hidrológico partiendo de la hidrología del lugar que incluye la descripción hidrográfica de la zona de estudio, manejo e información pluviométrica, análisis estadístico, tormentas de diseño y una modelación a partir del programa HEC-HMS, mientras que el análisis hidráulico está formado por un modelamiento en IBER, un perfil de flujo, una determinación del tipo de flujo, con lo que se obtiene un caudal de diseño y una profundidad de cimentación para el puente, que es el caso de estudio.

Mediante la investigación de (Álvarez-Calle, 2013) analiza parámetros hidráulicos e hidrológicos para obtener el dimensionamiento de un drenaje vial, analizando criterios de diseño para diferentes tipos de drenaje que incluye obras de arte menor y arte mayor. En el análisis hidrológico realiza los análisis de las precipitaciones intensas de la zona, determinación de la precipitación de diseño para diferentes periodos de retorno, método de Gumbell, curvas intensidad-duración-frecuencia, estudio de intensidades, tiempo de

concentración, el cálculo de caudales de diseño para alcantarillas aplicando el método racional, coeficiente de escorrentía y el cálculo de caudales para puentes con el método del hidrograma unitario.

En el análisis hidráulico menciona los criterios, parámetros y diseño de cunetas, alcantarillas, para puentes considera un análisis de estudios generales y especiales que incluye la modelación en el programa HEC-RAS y socavación en puentes mediante el método de Lischtvan-Levediev.

(Carballo-Delgado, 2013) propone la realización del estudio hidrológico con la determinación de los parámetros morfométricos y de índices hidrológicos de la cuenca, las condiciones topográficas y usos de suelo, el estudio de la escorrentía por el método del servicio de conservación del suelo y determinación del número de la curva, el coeficiente de escorrentía y número de curva, el análisis estadístico de los datos hidrometeorológicos que incluye la homogenización de datos, precipitaciones máximas en 24 horas, bondad de ajuste o distribución de Gumbel, periodos de retorno, la intensidad máxima en 24 horas, la precipitación de diseño, elaboración de curvas intensidad, duración y frecuencia, elaboración del hietograma de diseño, determinación del caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, la modelación hidrológica de eventos máximos HEC-HMS. El estudio hidráulico aplicable es determinar las variables y condiciones de contorno para el modelo HEC-RAS, el desarrollo del modelo en HEC-RAS y la evaluación de la socavación general del lecho.

En (Puellez, 2015) realiza una manera diferente de análisis, primero describe y explica los conceptos que son necesarios para la determinación de los datos, como conceptos básicos de hidrología, la cuenta hidrográfica, la precipitación, los caudales máximos, métodos estadísticos de distribución, el flujo en canales abiertos, los modelos matemáticos, la socavación y estructuras de defensa.

Al tener los conceptos explicados desarrolla el estudio hidráulico e hidrológico con la caracterización de la cuenca, información meteorológica de la cuenca, altura de las precipitaciones para diferentes periodos de retorno aplicando Hidroesta, cálculo de caudales máximos con el método racional y con modelación de HEC-HMS, entro otros aspectos.

En (Fuentes, 2016), el estudio hidrológico está formado por una introducción, un cálculo de caudales a partir de tres métodos, el racional, hidrógrafa adimensional del SCS y resultado final del método racional.

Para el estudio hidráulico formado por una introducción, una creación de secciones transversales, una modelación del flujo con HEC-RAS y un post-proceso, la identificación de las zonas potencialmente inundables, alternativas técnicas para disminuir los efectos de las avenidas, la descripción de la problemática y propuestas de solución.

Según (Tello, 2016) el análisis hidrológico e hidráulico lo divide en estudios básicos e ingeniería del proyecto, en los estudios básicos incluyen la información meteorológica y climatológica, información hidrológica de la cuenca, la generación de caudales para la cuenta de interés, la determinación de la evapotranspiración, cálculo del uso consuntivo, cálculo del caudal de máximas avenidas, la disponibilidad hídrica y el cálculo del volumen del reservorio.

Para el análisis hidráulico, contempla el diseño de las estructuras hidráulicas que se desglosa en diseño de la bocatoma tipo Tirol, diseño del desarenador, diseño del canal de conducción, diseño de la rápida, diseño de la tubería de conducción. En este caso se manejan estudios de estos tipos ya que el enfoque del análisis es para un distrito de riego.

En otro estudio (López, 2017) propone el estudio hidrológico en nueve puntos que son la preselección de la información pluviométrica, análisis de la independencia de los datos seleccionados, análisis de la frecuencia de máxima pluviometría, análisis hidromorfométrico de la cuenca, estudio pluviométrico, estudio de la bondad de ajuste de las funciones utilizadas, cálculo por el método racional modificado del caudal total de escorrentía, cálculo mediante el HEC-HMS del caudal de escorrentía y las conclusiones del estudio hidrológico.

Para el estudio hidráulico se consideran las inundaciones históricas, el modelo informático HEC- RAS, morfología del cauce de estudio, cálculo de calados en régimen estacionario, conclusiones del estudio hidráulico y las soluciones a la problemática presentada.

Como se observa cada trabajo propone su metodología y forma de realizar los estudios hidrológicos e hidráulicos, variando en algunos puntos que dependen del caso en estudio, pero las consideraciones se deben adaptar a las necesidades que se requieran.

En 2019 se cuenta con los Manuales de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la CONAGUA que marcan pautas para la elaboración de los estudios necesarios que se deben realizar divididos en temas específicos. El libro 19 correspondiente al Drenaje Pluvial Urbano es sobre el cual se basa para definir algunos conceptos y alcances sobre la realización de los estudios hidrológicos-hidráulicos.

Cada uno de estos procedimientos propuestos y establecidos se encuentra en función de la hidrología de cada lugar y pueden ser adecuados con datos característicos de cada una de las regiones donde se apliquen.

2.3 MARCO TEÓRICO

La hidrología es la ciencia geográfica que estudia la presencia de todo recurso hídrico dentro de la tropósfera en tiempo, espacio y aleatoriedad. Además, dentro de este recurso se incluye la formación de precipitación, escorrentía, evaporación, agua subterránea y evapotranspiración, los cuales son importantes conocer en el campo de la ingeniería para la realización del diseño y ejecución de obras hidráulicas tales como embalses, drenaje en carreteras, defensas ribereñas, puentes, irrigaciones, abastecimiento de agua, aprovechamiento energético, entre otras (Castillo, 2012).

¿Qué es una cuenca? Es la zona delimitada mediante el uso de cartografía, que es regida por un curso de agua o un sistema integrado de cursos de agua que tienen una sola salida. Es decir, las cuencas tienen siempre un punto de salida, de donde pasa toda el agua drenada (Monsalve, 1999).

La hidrografía de la cuenca tiene ciertas características que deben ser estudiadas para poder tener un mejor conocimiento de su comportamiento hidrológico. Dichas características están relacionadas a la geometría, la morfología del terreno, entre otras. A continuación, se definirán las características que se consideran de mayor relevancia. El área de drenaje es la proyección, en el plano horizontal, del área de la cuenca delimitada. El valor del área es importante en el estudio de la cuenca, puesto que servirá para la determinación de las demás características. Asimismo, cabe resaltar la determinación del perímetro, el cual es conformado por todas las líneas divisorias de agua de la cuenca (Monsalve, 1999).

Reconocer la forma que tendrá la cuenca es relevante, y está relacionada al tiempo de concentración, es el tiempo que le toma a una partícula de agua para recorrer toda la extensión de la cuenca, desde el límite más alejado hasta la salida. Para ello, existen dos parámetros teóricos que servirán al determinar la forma que tendrá la cuenca, uno es el índice de Gravelius o coeficiente de compacidad y el otro es el factor de forma (Monsalve, 1999).

La técnica del balance hidrológico y sus procedimientos de cálculo y estimación constituyen una herramienta de análisis que permite formular un enfoque global sobre la cuantificación de los recursos hidráulicos disponibles o remanentes y de sus cambios bajo la influencia de las actividades humanas (Sokolov y Chapman, 1974).

Tener registros pluviográficos, humedad relativa, horas de insolación, velocidad del viento, radiación incidente, etc. Esto permite construir curvas de Intensidad-Duración-Período de retorno, realizar análisis de transposición y maximización de las tormentas ocurridas, efectuar estimaciones de la evapotranspiración potencial por medio de la ecuación de Pennan, así como otros métodos.

Como complemento se recopilarán los registros mensuales de las estaciones climatológicas pluviométricas ubicadas dentro de la cuenca o zona del proyecto, así como en sus cercanas, incluyendo: precipitación, evaporación, temperatura ambiente y lluvia máxima diaria en 24 horas de observación convencional. Tales registros podrán corresponder a estaciones de la red de diversos organismos y servirán para estimar volúmenes escurridos, evaporaciones netas en embalses y evapotranspiraciones, entre otros.

En este concepto se engloba a la información de campo que es necesaria o que brinda enorme apoyo a las estimaciones hidrológicas:

- Geología, suelos y vegetación. Notas tomadas en la visita a la cuenca o zona del proyecto, teniendo especial cuidado de obtener datos sobre los cambios ocurridos, coma: apertura de áreas al cultivo, reforestaciones, incendios de importancia, uso de suelo.
- Deforestaciones, rectificaciones o encauzamientos, etcétera.
- Escurrimientos y sequías. Meses sin escurrimiento o de estiaje, fechas de inicio y terminación de la época de aguas altas, sequías históricas, áreas afectadas, etcétera. Cultivos de ciclos agrícolas, fechas de siembra y recolección, otras fechas, problemas específicos, etc.

De preferencia esta información se obtendrá en los centros de investigación agrícola de la zona o en los distritos de riego y temporal establecidos, así como en las áreas agrícolas de particulares.

- Desarrollo urbano. Pronóstico de número de habitantes, plano regulador, tendencias de crecimiento urbano-industrial, evolución de dotaciones y demandas industriales, proyectos de desarrollo ecológico, etcétera.
- Crecientes o avenidas. Periodos de ocurrencia, duraciones, hora de ocurrencia, crecientes históricos, zonas afectadas y sus diarios, volúmenes escurridos, etcétera.

Para los análisis hidrológicos generales con base en el registro mensual de precipitación y temperatura media ambiente, previa deducción de sus valores faltantes y comprobación de su homogeneidad (Thom, 1971), se obtienen los doce valores promedio mensuales (p_i) agua que procede de la precipitación en el mes i , además el (T_{ti}) excedente de agua en el mes i , así como las magnitudes anuales (P) y (T_t). Con los valores, T_{ti} y los otros parámetros climáticos, se estima la evapotranspiración potencial mensual (ETP_i) por medio de los métodos de Blaney-Criddle y Radiación (Doorenbos y Pruitt, 1977).

La determinación del clima a partir de los valores de p_i , T_{ti} , P , T_t y ETP_i , se define el clima de la cuenca del proyecto y de su área de beneficio, o bien, de la zona del proyecto, aplicando los sistemas de Koppen modificado (García, 1981; Campos, 1986).

El análisis de las precipitaciones máximas en 24 horas se procesa probabilísticamente mediante las funciones de distribución de probabilidades (FDP): Log-Pearson tipo III (Water Resources Council, 1976) y General de Valores Extremos (Raynal, 1984) para obtener los valores correspondientes a los períodos de retorno (T_r) de diseño, normalmente 5, 10, 25, 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10000 años.

El análisis de registros pluviográficos se obtiene de la información pluviográfica procesada que se reporta en las intensidades máximas observadas durante la tormenta, para cada una de las 10 duraciones estándar que son: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos. Para cada una se integra una serie de excedentes anuales y se le ajusta una FDP recomendándose las siguientes: Log-Pearson tipo III y General de Valores Extremos, así como el cálculo de modelo regresional.

Para el análisis de gastos medios diarios máximos anuales, es obtener los valores de gasto medio diario asociado a un Tr de diseño, se realizarán ajustes de FDP preferentemente con el método de máxima verosimilitud para estimar sus parámetros, por ejemplo, de distribuciones Log-Pearson tipo III y General de Valores Extremos, y se seleccionarán los resultados con menor error estándar de ajuste que reporte la FDP.

En el análisis de gastos máximos instantáneos al procesar los valores de gasto máximo instantáneo se sugiere utilizar las FDP para poblaciones mezcladas (Gutiérrez y Raynal, 1988; Campos, 1989), los modelos de Nash y regresión logarítmica, así como las series de duración parcial a través de modelos como el de Shane y Lynn (1964).

El cálculo de los volúmenes escurridos anuales y/o mensuales históricos, al estimar la serie de volúmenes escurridos anuales (Campos, 1984b) a partir de la información hidrométrica disponible, se pueden presentar casos en los cuales donde se cuente con información hidrométrica en la zona los escurrimientos mensuales se definen al corregir o transportar la información hidrométrica, se recomienda aplicar el método de los fragmentos con base en información de campo y lluvia mensual (Klémes, 1973; Campos, 1984b).

Las demandas mensuales se sugieren utilizar el criterio propuesto por (Doorenbos Y Pruitt, 1977) que se basa en los planteamientos de Blaney-Criddle. Por otra parte para las demandas constantes mensuales, para los casos de abastecimiento de agua potable y/o usos industriales, se define una dotación por habitante y por día, con base en la información específica recabada, que al multiplicarse por el número de habitantes estimados define el volumen requerido por día, mismo que se transforma en demanda constante en litros por segundo y en volumen mensual.

En las estaciones hidrométricas de la región se obtendrán los datos de sólidos en suspensión y, con base en las batimetrías realizadas en las presas en operación cercanas, se estimará la aportación de sedimentos de su cuenca, en $m^3/km^2/año$ (Campos, 1991).

Para el análisis de sedimentos con base en el registro de volúmenes anuales suspensión se cuantifica el valor promedio anual, el cual se incrementa un 5-30% para tomar cuenta el transporte de fondo (Vega y Arreguín, 1981).

Para la simulación de la sedimentación, al realizar estimaciones sobre la eficiencia de retención del embalse conforme se llena de sedimentos, es posible simular su aterramiento, para obtener, en un cierto número de años de operación, el volumen acumulado probable de sedimentos con el cual se efectúa el pronóstico de su distribución en el vaso, mediante la gráfica de elevaciones-áreas capacidades. Con esta se aborda el estudio de la simulación de la operación del vaso, la corrección por evaporación del embalse y el diseño de la obra de toma y desagüe del fondo de la presa (Paul y Dhillon, 1988).

La eficiencia de retención se estima por medio de los criterios de Brune, Churchill y Brown (Gill, 1988). Para el pronóstico de la distribución de los sedimentos en el vaso, se emplean los métodos denominados Área-Incremento y Área-Reducción, el primero en los vasos pequeños y el segundo para los grandes embalses. Se recomienda un horizonte económico de 25 años en pequeñas presas y de 50 a 100 años en los medianos y grandes embalses.

Antes de iniciar los análisis para definir la avenida de diseño, se recomienda formular un plan de procesamiento y de cálculos, el cual está regido por:

- Tamaño, características y discretización de la cuenca.
- Información hidrométrica, pluviográfica y/o pluviométrica disponible.

En general, se puede indicar que, en todos los estudios hidrológicos de estimación de avenidas, el tipo y número de métodos aplicables dependen de la información disponible, que se debe utilizar de la mejor manera a fin de disponer de varios resultados y poder acotar y definir su valor. Para las cuencas grandes y medianas se considera que el método más adecuado, es la técnica del hidrograma unitario (identificado o sintético), discretizando la cuenca del proyecto según sea necesario, ya sea por condiciones geomorfológicas o por puntos de interés. Con esto surge la necesidad de transitar hidrogramas para cauces, para lo que se recomienda el método de Muskingum-Cunge (Raudkivi, 1979), si se tiene información geométrica e hidráulica de los cauces; en caso contrario, se puede emplear el método de Muskingum (Viessman et al., 1977). La integración de los hidrogramas precedentes de las sub-cuencas consideradas permite definir la avenida y su hidrograma en los puntos de interés. Baja este criterio es necesario definir una tormenta de diseño, para lo que se sugiere el descrito por Campos (1987a).

En cuencas pequeñas se aplican los métodos regionales, hidrológicos y empíricos; entre los primeros está el criterio del índice de Avenidas del US Geological Survey (Dalrymple, 1960), la regionalización de la distribución de Hazen propuesta por el US Bureau of Reclamation (Miller et al., 1977) y las formulas empíricas deducidas para la región; entre los métodos hidrológicos se tienen el racional y las de Chow e I-PaiWu (Springall, 1969) y el del hidrograma unitario triangular del US Bureau of Reclamation (Miller et al., 1977); por último, entre los métodos empíricos se pueden emplear las envolventes de gastos máximos (SARH, 1977). Lógicamente, cuando exista información hidrométrica se aplicarán los métodos probabilísticos.

Se recomienda analizar los volúmenes de las crecientes con varias duraciones, así como las avenidas compuestas debidas a precipitaciones antecedentes. Lo anterior ayudara a la selección del hidrograma de la creciente definitiva.

Para el diseño hidrológico de rectificaciones y encauzamientos desde el punto de vista general, está constituido únicamente por la estimación del hidrograma correspondiente a la avenida de diseño, asociada con un periodo de retorno seleccionado, ya que en algunas ocasiones estas avenidas se originan en cuencas urbanas, o bien, proceden de las obras de control localizadas aguas arriba. Si se considera que las rectificaciones y encauzamientos están asociados a planes integrales de control o protección contra avenidas, es común que el gasto de diseño este formado por una aportación o descarga procedente de aguas arriba más la contribución de la propia cuenca, por lo que el periodo de retorno de diseño se define por el adoptado en las obras de control. Cuando las obras de rectificación y encauzamiento son independientes, el periodo de retorno de diseño será función del tipo de área o zona por proteger, y se sugiere utilizar el criterio propuesto en el apartado de diseño.

En el diseño hidrológico de estructuras de cruce de corrientes al igual que los análisis hidrológicos de rectificación y encauzamiento de ríos, los relativos a la estructura de cruce de un arroyo o río con un acueducto o camino, se reducen a la estimación del gasto de la avenida asociada con el periodo de retorno de diseño, y no es necesario estimar el correspondiente hidrograma de la creciente, ya que las obras de cruce se diseñan hidráulicamente para el gasto máximo. Por lo que se refiere al análisis hidráulico de la obra

de cruce o drenaje, normalmente abordado con la teoría del flujo en alcantarillas (Sotelo, 1973).

Los períodos de retorno sugeridos para este tipo de obras han sido propuestos por (Campos, 1984) y son los siguientes:

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS
Pequeños puentes en caminos importantes:	50
Alcantarillas importantes en caminos:	25 a 50
Alcantarillas y puentes canal:	20 a 50
Sifones y pases de aguas broncas en canales:	10 a 20
Entradas de agua en canales	5 a 10

Tabla 1.1 Períodos de retorno para diferentes tipos de estructura

2.4 MARCO LEGAL

Cada municipio maneja bajo sus procedimientos la solicitud de los estudios hidrológicos para la realización de obras, en el caso de Culiacán se encuentra en el artículo 274 del reglamento de Construcciones del Municipio de Culiacán (2017), donde se solicita en el punto número cinco, menciona lo relacionado, en la Ley de Aguas Nacionales que menciona el manejo, distribución, tratamiento del agua, en su artículo nueve fracción nueve, fracción catorce, artículo doce bis seis fracción octava, donde se involucra aspectos del manejo y control de las aguas por parte de los gobiernos de cada uno de los municipios. Artículo 91 BIS que hace referencia a las descargas de aguas residuales hacia las redes de drenaje o alcantarillado que deberán cumplir con las normas oficiales mexicanas .

- Ley de Aguas Nacionales
- Reglamento de Construcciones del Municipio de Culiacán

3. PROYECTO DE INTERVENCIÓN

3.1 OBJETIVO GENERAL

- Definir una metodología estandarizada por medio de un manual para elaborar los estudios hidrológico-hidráulicos en el municipio de Culiacán, Sinaloa, México.

3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Diagnosticar el alcance de la muestra de los proyectos recibidos.
- Definir alcances sobre las consideraciones que se deben presentar mediante el manual.
- Definir bajo que formatos presentar la información requerida para establecer la estandarización.
- Desarrollar el manual técnico.

3.3 JUSTIFICACIÓN

La creación de una metodología para la estandarización de los procesos y alcances sobre los estudios hidrológicos-hidráulicos sería de mucha ayuda en el municipio de Culiacán, hoy en día a las fraccionadoras no se les tiene definido una manera y alcance para determinar los estudios hidrológicos, sobre qué consideraciones realizar, métodos a utilizar, formulas, forma de trabajo, estructuración del estudio hidrológico-hidráulico, que tipo de obras considerar en el estudio hidráulico, alternativas que resuelvan las condiciones del lugar en estudio, modelación de alternativas mediante algún software, selección de la mejor alternativa y los fundamentos del porque seleccionar una u otra, para el caso de estudio que se presente.

Este proceso otorgará la estandarización de cómo realizar los estudios hidrológico-hidráulicos, agilizando el proceso en la creación, análisis y desarrollo del proyecto y revisión, lo que conlleva a una disminución en tiempos y aumento en productividad.

Los beneficios son para las personas que se encargan de la revisión de los proyectos, así como también para los hogares de las familias del municipio, creando un enfoque social, que ayude a la mejor realización de los proyectos para no tener inundaciones, tanto en casas como en las vialidades, por lo que los habitantes de los fraccionamientos y el municipio serán los beneficiados, tanto social como económicamente.

En caso de no atender la problemática presentada el riesgo de inundación en las construcciones de los fraccionamientos del municipio de Culiacán aumenta, ya que a medida que la población aumenta y busca lugar para vivir, es decir, en los fraccionamientos que se construyen en la ciudad, es necesario tener las medidas y todos los controles muy bien

definidos en todos los aspectos, al no tener el ámbito hidráulico controlado y definido mediante la estandarización se seguirán realizando por criterios propios y experiencia los estudios, lo que aumenta el riesgo de inundación debido a que cada vez son más los fraccionamientos construidos y mayor cantidad de población la que se concentra, lo que provocará mayor dificultad para corregir este tipo de temas en un futuro cercano.

3.4 METODOLOGÍA

El proyecto de intervención se organiza en una primera etapa en la solicitud de una muestra de los estudios hidrológicos-hidráulicos que se han realizado para la construcción de fraccionamientos en el municipio de Culiacán, se solicitan estudios desde el año 2016 al año 2019.

Cuando se tiene la información de los estudios es necesario organizarla y empezar con la etapa del diagnóstico para conocer de qué manera se están realizando, sus alcances, métodos y criterios establecidos.

Al terminar con el diagnóstico de cada uno de ellos es necesario definir en base a la información que cada uno presenta seleccionar aquella que sea la mejor y argumentarla mediante información bibliográfica, sobre manuales, libros, artículos científicos, etc.

Es necesario crear el manual con la información sobre los temas ya revisados, el retomar lo mejor de cada uno de los estudios presentados, sus criterios y formas de realizarse para crear uno solo e implementarse de manera estandarizada.

3.4.1 DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA DE LOS PROYECTOS RECIBIDOS

3.4.1.1 DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA DE UN ESTUDIO HIDROLOGICO-HIDRAULICO ENTREGADO EN EL AÑO 2016

A continuación, se presentará el procedimiento realizado por el proveedor HidroMor Hidráulica para el estudio hidrológico y drenaje pluvial del fraccionamiento “Portalegre Estates II” en la ciudad de Culiacán, Sinaloa, México.

3.4.1.1.1 ANTECEDENTES

Se describe la ciudad donde se realiza el proyecto, la ubicación geográfica, área con la que cuenta, así como la altura promedio a la que se encuentra el municipio, para el caso realizado en Culiacán, Sinaloa, México.

3.4.1.1.2 OBJETIVO DEL ESTUDIO

Con el objeto de contar con un drenaje pluvial adecuado y funcional para evitar inundaciones y molestias a sus habitantes.



Figura 2.0 Croquis de la localización de proyecto Portalegre Estates II.

3.4.1.1.3 ESTUDIO HIDROLÓGICO

Debido a la falta de registros pluviográficos, este estudio se basa en el análisis de registros de lluvias máximas diarias anuales obteniendo en la estación pluviométrica Culiacán y el criterio propuesto por F. C. Bell para obtener la ecuación con su mismo nombre con la que se estima la intensidad de lluvia de diseño.

3.4.1.1.4 ECUACIÓN DE BELL PARA EL REGISTRO DE LA ESTACION PLUVIOMETRICA CULIACÁN

La estación pluviométrica “Culiacán”, se localiza a un costado de la presa derivadora “Carlos Carvajal Zuruzua” la cual es la más cercana a la zona en estudio y cuenta con un registro de lluvias mínimas diarias anuales de 58 años (1956-2013).

Tabla 2.0 Información de la estación pluviométrica Culiacán

No.	Año	Precipitación	No.	Año	Precipitación	No.	Año	Precipitación
1	1956	42	21	1976	76.5	41	1996	134
2	1957	51.7	22	1977	70.8	42	1997	53
3	1958	89.5	23	1978	48.8	43	1998	45.5
4	1959	51.3	24	1979	120	44	1999	60
5	1960	64.8	25	1980	175.2	45	2000	55.5
6	1961	58.7	26	1981	47	46	2001	56
7	1962	60.1	27	1982	68.4	47	2002	117.5
8	1963	96	28	1983	103.5	48	2003	81
9	1964	48.6	29	1984	140	49	2004	152.2
10	1965	70.8	30	1985	78.8	50	2005	44.5
11	1966	109.7	31	1986	82	51	2006	113.5
12	1967	98.3	32	1987	114.5	52	2007	92.6
13	1968	66	33	1988	88.5	53	2008	129
14	1969	49.5	34	1989	85	54	2009	60
15	1970	88	35	1990	83.5	55	2010	66.8
16	1971	120	36	1991	80	56	2011	53.7
17	1972	86	37	1992	60	57	2012	69.3
18	1973	56.3	38	1993	93	58	2013	258
19	1974	112.5	39	1994	75			
20	1975	63.6	40	1995	68			

El análisis realizado es el propuesto por F. C. Bell el cual consiste en obtener la ecuación de Bell, representada por la siguiente ecuación 2.0.

$$P_{TR}^t = (0.35 \ln Tr + 0.76) (0.54 t^{0.25} - 0.50) P_2^{60} \quad (2.0)$$

3.4.1.1.5 ANÁLISIS DE LAS FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD

Para el análisis de las precipitaciones diarias anuales se ajustaron seis funciones de distribuciones de probabilidad:

- Normal
- Log-Normal
- Gumbel
- Exponencial
- Gama

- Doble Gumbel

Se analizaron por los métodos de momentos y máxima verosimilitud para dos y tres parámetros, estas funciones se analizaron para ocho periodos de retorno 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 y 100 años, el criterio para seleccionar alguna función de probabilidad que mejor se ajuste es aquella que resulte con menor error cuadrático. Por lo que en la tabla 1.1 se muestran los resultados de las funciones analizadas con un resumen de todos los errores cuadráticos de cada una de ellas, en este caso se seleccionó la exponencial por tener un valor de 62.10 de error cuadrático.

Tabla 2.1 Resumen de errores cuadráticos

Funciones	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	3 p	2 p	3 p	2 p
Normal	----	125.2	----	125.2
Log normal	63.5	73.3	75.7	90.4
Gumbel	----	80.2	----	100.5
Exponencial	----	62.10	----	299.5
Gamma	68.8	87.8	70.7	99.3
Doble Gumbel	-----		63.9	-----

Se calcula para la función exponencial (Momentos 2P) y las precipitaciones máximas en 24 horas resultantes del estudio se anexan en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Periodo de retorno – lluvia máxima diaria

Periodo de Retorno (años)	Lluvia máxima diaria (mm)
2	72.66
5	107.13
10	133.21
15	148.46
20	159.28
25	167.68
50	193.75
100	219.83

CALCULO DE P_2^{60}

La lluvia con duración de 60 minutos (una hora) y periodo de retorno de 2 años, se puede calcular con la relación respecto a la lluvia máxima en 24 horas con igual periodo de retorno, es decir:

$$\frac{P_2^{60MIN}}{P_2^{24HRS}} = K \quad (2.1)$$

De donde se obtiene:

$$P_2^{60MIN} = P_2^{24HRS} K \quad (2.2)$$

Por lo tanto, el valor de k se obtiene con los siguientes criterios:

a) CRITERIO DE D. M. HERSHFIELD

Según estudios de D. D. Hershfield el valor de k varía de 0.10 a 0.60 y se puede estimar para cada zona de estudio en función de algunas características de la cuenca.

b) CRITERIO DE LA ORGANIZACIÓN METEOROLOGICA MUNDIAL

Este criterio indica que el valor de K se obtiene de acuerdo al número medio de días con lluvias por año, considerando días con lluvias a igual o mayor a 1 milímetro y de acuerdo a la tabla 1.3 donde se considera el valor de K para cada caso presentado.

Tabla 2.3 Valor de K con el criterio de la OMM

NÚMERO MEDIO DE DÍAS CON LLUVIA POR AÑO	1	8	16	24
VALORES DE K	0.20	0.30	0.40	0.50

Considerando que las características del estado de Sinaloa se asemejan a las condiciones de y coeficiente alto y en función de los resultados que la Secretario de Recursos Hidráulicos obtuvo en su momento para la ciudad de Guamúchil con un valor de K=0.63 y el con datos del pluviografo para Mazatlán con un valor de K=0.53.

Por lo tanto, se elige un valor de **K=0.60**.

Ahora se puede calcular el valor de P_2^{60}

$$P_2^{60MIN} = (0.50) (92.40 \text{ mm})$$

$$P_2^{60MIN} = 46.20 \text{ mm}$$

La ecuación de Bell resultante es sustituyendo el valor de P_2^{60MIN} en la original, lo que nos da:

$$P_{TR}^t = (0.35 \ln Tr + 0.76)(0.54 t^{0.25} - 0.50) 46.20 \quad (2.3)$$

3.4.1.1.6 CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-PERTODO DE RETORNO (i - d-Tr)

Una vez obtenida la ecuación de Bell para los registros de la estación considerada se puede calcular la tabla 2.4.

Tabla 2.4 Datos de precipitación-duración-periodo de retorno

Ecuación de F. C. Bell								
Tr	P 24H	Precipitación en mm y duración en minutos						
		5	15	30	45	60	90	120
2	72.66	13.44	24.60	33.39	39.28	43.84	50.85	56.27
5	107.13	17.74	32.47	44.07	51.85	57.86	67.11	74.27
10	133.21	20.99	38.42	52.15	61.35	68.47	79.42	87.89
15	148.46	22.90	41.90	56.87	66.91	74.68	86.62	95.85
20	159.28	24.25	44.37	60.23	70.86	79.08	91.72	101.50
25	167.68	25.29	46.29	62.83	73.92	82.50	95.68	105.89
50	193.75	28.55	52.24	70.91	83.42	93.10	107.99	119.50
100	219.83	31.80	58.19	78.98	92.93	103.71	120.29	133.12

Tabla 2.5 Datos de intensidad-duración-periodo de retorno

Ecuación de F. C. Bell							
Tr	Intensidad en mm/h y duración en minutos						
	5	15	30	45	60	90	120
2	161.30	98.39	66.78	52.38	43.84	33.90	28.14
5	212.89	129.87	88.14	69.13	57.86	44.74	37.14
10	251.92	153.67	104.29	81.80	68.47	52.95	43.94
15	274.75	167.60	113.74	89.22	74.68	57.74	47.93
20	290.95	177.48	120.45	94.48	79.08	61.15	50.75
25	303.51	185.15	125.65	98.55	82.50	63.79	52.94
50	342.54	208.95	141.81	111.23	93.10	71.99	59.75
100	381.57	232.76	157.97	123.90	103.71	80.19	66.56

De la tabla 2.5 podemos obtener las curva intensidad-duración-periodo de retorno, como se muestran en la figura 2.1.

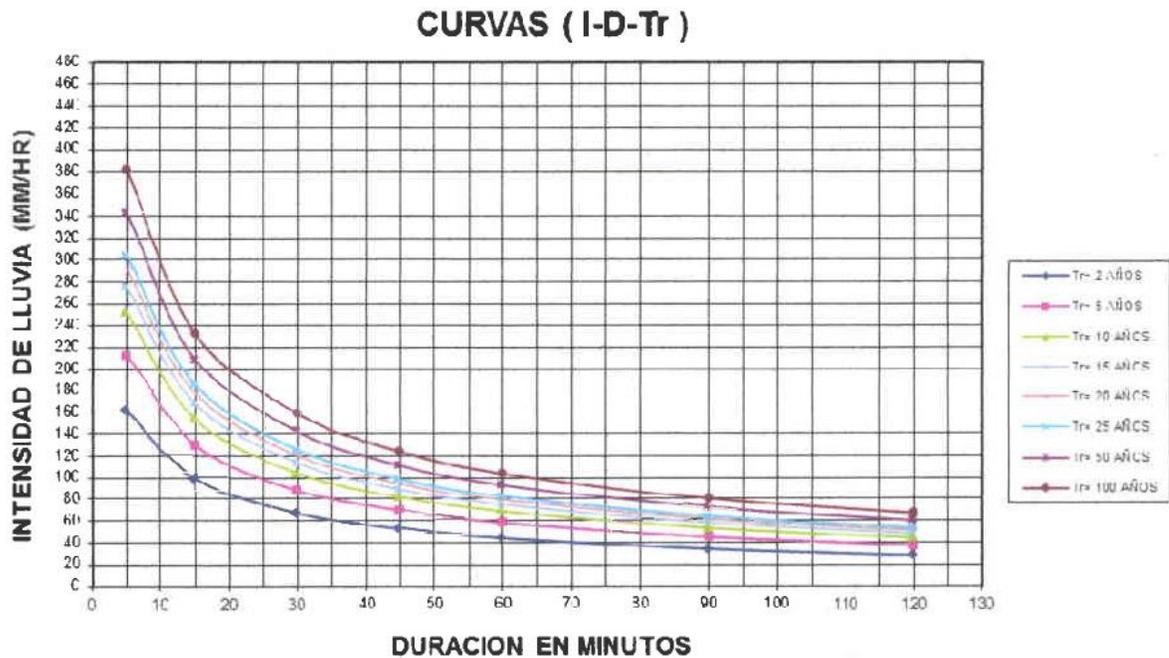


Figura 2.1 Curvas intensidad-duración-periodo de retorno

3.4.1.1.7 INTENSIDAD DE LLUVIA

La intensidad de lluvia, se calcula utilizando la ecuación de Bell obtenida anteriormente para el periodo de retorno (Tr) seleccionado y la duración de la lluvia (tc) estimada para la cuenca en estudio.

3.4.1.1.8 PERIODO DE RETORNO (TR)

El periodo de retorno (Tr) para drenajes pluviales urbanos, se determina dependiendo de la importancia de las estructuras o zonas protegidas de que se trate, en nuestro caso, se toma un periodo de retorno de 10 años para las sub-cuencas.

3.4.1.1.9 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN DE LA LLUVIA (Tc)

El tiempo de concentración de la lluvia, se define como el tiempo que tarda el agua en recorrer desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida de la misma y se estima utilizando la fórmula de Kirpich, la cual se muestra a continuación:

$$TC = \left(\frac{0.86 L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (2.4)$$

Para este caso se utiliza el mínimo recomendado para cuencas urbanas el cual es un TC= 30 minutos.

3.4.1.1.10 INTENSIDAD DE LLUVIA PARA LA ZONA EN ESTUDIO (I)

Con los datos de los periodos de retorno de 10 años y el tiempo de concentración de la lluvia (Tc), en la ecuación de Bell, se obtiene la precipitación y en base a esta la intensidad de la lluvia de diseño. Se muestra en la tabla 2.6 las intensidades de lluvia para las sub-cuencas.

Tabla 2.6 Intensidades de lluvia de las cuencas y sub-cuencas para un Tr de 10 años

CUENCA	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (MINUTOS)	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	PRECIPITACIÓN (MM)	INTENSIDAD DE LLUVIA (MM/HR)
SUBCUENCA PPAL.	30.00	10	52.15	104.29

3.4.1.1.11 COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTOS

El coeficiente de escurrimiento depende de un gran número de parámetros de la cuenca como son la cobertura vegetal, el uso de suelo, el área de la cuenca entre algunos otros, en esta ocasión se obtendrá de diversas tablas que existen en la literatura, para este caso se utilizarán las que aparecen en Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la CONAGUA.

Se muestra en la tabla 2.7 los valores de C en función del tipo de superficie de la cuenca, para este caso se utiliza un valor de C =0.85.

Tabla 2.7 Coeficientes de escurrimiento dependiendo del uso del suelo

TIPO DE SUPERFICIE	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)
TECHOS IMPERMEABLES	0.75 - 0.95
PAVIMENTOS DE ASFALTO EN BUEN ESTADO	0.85 - 0.90
PAVIMENTOS EMPEDRADOS O DE ADOQUÍN JUNTEADOS CON CEMENTO	0.75 - 0.85
PAVIMENTOS DE ADOQUÍN SIN CEMENTO	0.50 - 0.70
PAVIMENTOS DE TERRACERÍA	0.25 - 0.60
SUPERFICIE SIN PAVIMENTAR, COMO PATIOS DE FERROCARRIL Y TERRENOS SIN CONSTRUIR	0.10 - 0.30
PARQUES, JARDINES Y PRADOS, DEPENDIENDO DE LA SUPERFICIE, PENDIENTE Y CARACTERÍSTICAS DEL SUELO	0.05 - 0.25
ÁREAS BOSCOSAS, DEPENDIENDO DE LA PENDIENTE Y DEL TIPO DE SUELO	0.10 - 0.20
ÁREAS URBANAS DENSAMENTE POBLADAS	0.70 - 0.90
CAMPOS DE JUEGO	0.20 - 0.35
PRADERAS:	
SUELOS ARENOSOS PLANOS (PENDIENTE 0.02)	0.05 - 0.10
SUELOS ARENOSOS CON PENDIENTES MEDIAS (0.02 - .07)	0.10 - 0.15
SUELOS ARENOSOS ESCARPADOS(0.07 O MÁS)	0.15 - 0.20
SUELOS ARCILLOSOS PLANOS (0.02 O MENOS)	0.13 - 0.17
SUELOS ARCILLOSOS CON PENDIENTES MEDIAS (0.02 - 0.07)	0.18 - 0.22
SUELOS ARCILLOSOS ESCARPADOS (0.07 O MÁS)	0.25 - 0.35

3.4.1.1.12 OBTENCIÓN DE LOS GASTOS PLUVIALES CON LA FORMULA RACIONAL

El cálculo de los gastos pluviales se realiza con el método de la formula racional americana:

$$Q = 2.778 C i a \quad (2.5)$$

Se presenta la figura 2.2 donde se indican las sub-cuencas de aportación de los escurrimientos de cada calle dentro del fraccionamiento.

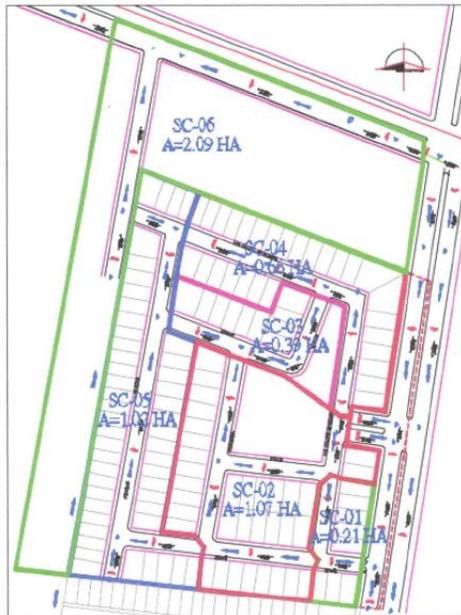


Figura 2.2 Áreas de las sub-cuencas del fraccionamiento.

GASTOS PLUVALES PARA LAS SUBCUENCAS:

Con los datos de intensidad (I), coeficientes de escurrimientos (C) y áreas de cada una de las sub-cuencas (Sc) y cuencas (C) se calcularon los gastos pluviales con la formula racional americana.

Se muestra la tabla 2.8 para las seis sub-cuencas y su gasto pluvial calculado por medio de la formula racional.

Tabla 2.8 Gastos pluviales calculados para cada sub-cuenca

SUBCUENCAS	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)	INTENSIDAD DE LLUVIA (I) (MM/HR)	ÁREA DE APORTACIÓN (HA.)	GASTO PLUVIAL (Q) (M ³ /SEG)
SC-1	0.85	104.29	0.210	0.052
SC-2	0.85	104.29	1.070	0.264
SC-3	0.85	104.29	0.390	0.096
SC-4	0.85	104.29	0.660	0.163
SC-5	0.85	104.29	1.020	0.252
SC-6	0.85	104.29	2.090	0.517

3.4.1.13 ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CONDUCCION DE LAS VIALIDADES

Se analizó la capacidad del caudal de las vialidades donde converge la mayor cantidad de lluvia, dicha capacidad se analizó con la fórmula de Manning, considerando el área hidráulica del arroyo de la calle y su pendiente longitudinal.

Se muestra en la figura 2.3 las secciones de las vialidades.

Sección tipo A-A (1.0% de bombeo a un solo lado)



SECCION A-A'

Sección tipo B-B (1.0% de bombeo a ambos lados)



SECCION B-B'

Sección C-C (1.0% de bombeo a un solo lado)

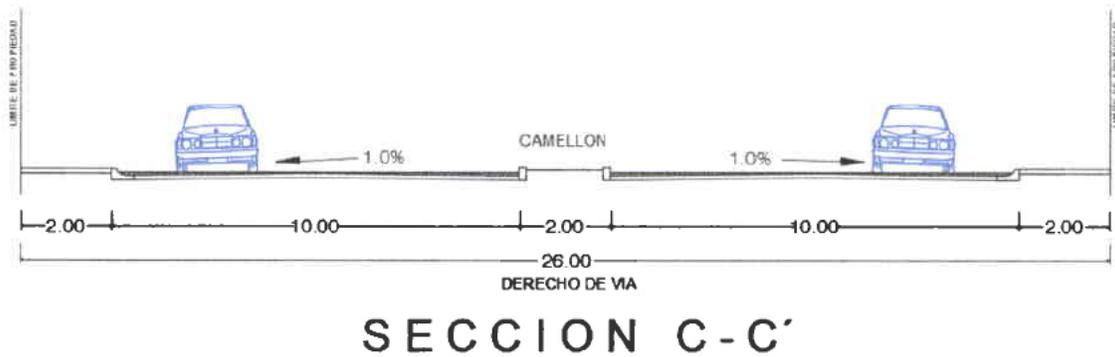


Figura 2.3 Secciones d las vialidades

3.4.1.1.14 GASTOS PLUVIALES CONTRA LOS GASTOS DE CONDUCCIÓN DE LAS VIALIDADES

Se analizan las capacidades de conducción de las vialidades con pendiente longitudinal más crítica y con mayor aportación pluvial contra los gastos pluviales que reciben.

Se anexa una tabla comparando los gastos pluviales contra los gastos de la capacidad de conducción de cada vialidad analizada, en este caso todas las vialidades tienen mayor capacidad que los gastos de la avenida máxima.

3.4.1.1.15 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como se puede apreciar, al comparar los gastos de conducción del arroyo de las calles contra los gastos pluviales que se pueden presentar en una avenida máxima en las sub-cuencas del fraccionamiento "Portalegre Estates II" se tiene que en todos los casos la capacidad de conducción de las vialidades es mayor al gasto pluvial, lo que significa que las vialidades de proyecto tienen capacidad para conducir el gasto dentro del fraccionamiento.

3.4.1.2 DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA DE UN ESTUDIO HIDROLOGICO-HIDRAULICO ENTREGADO EN EL AÑO 2017.

El Proyecto revisado es el correspondiente al fraccionamiento llamado Bosques del Rey II, a continuación, se muestra el contenido que se incluyó.

3.4.1.2.1 INTRODUCCIÓN

Este estudio se realiza con el fin de determinar los caudales máximos con los cuales se determina el proyecto de drenaje pluvial interno del fraccionamiento, se localiza al norponiente de la ciudad de Culiacán, en el sector de Villas del Cedro.

3.4.1.2.2 CLIMATOLOGIA

El clima dominante en el municipio de Culiacán, pertenece al tipo BS1(1f) ha, de acuerdo a la clasificación de Copen, modificada por Enriqueta García para las condiciones de México.

3.4.1.2.3 TEMPERATURA

La temperatura media anual en la zona de Culiacán es de 25° C, con un periodo de valores máximos mensuales en los meses de junio a septiembre.

3.4.1.2.4 EVAPORACIÓN POTENCIAL

La evaporación potencial promedio anual es de 2,110.9 mm al año, donde las mayores pérdidas de agua se presentan en los meses de abril a julio, con más de 210 mm mensuales, y solamente dos meses con menos de 105 mm, enero y diciembre.

3.4.1.2.5 PRECIPITACIÓN MEDIA

La información de lluvias mensuales y anuales de la estación Culiacán (DGE) con clave 25-015, con datos de precipitación de 1961 a 2015 se puede observar en el anexo 2.

3.4.1.2.6 ESTUDIO HIDROLÓGICO

El estudio hidrológico se obtuvo con base en el levantamiento topográfico, en planos del trazo de la zona en estudio con los usos del suelo y datos estadísticos de las precipitaciones.

3.4.1.2.7 CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS DE LAS CUENCAS

Área de la cuenca

A partir de la información disponible, se delimita en gabinete el parteaguas que corresponde al área de la cuenca; pudiendo dividir la cuenca en estudio en cuatro sub-cuencas, de la cual se muestra en la figura 3.0.



Figura 3.0 Sub-cuencas de la zona en estudio

En la tabla 3.0 se muestran las áreas de cada una de las sub-cuencas del proyecto.

Tabla 3.0 Áreas correspondientes a cada sub-cuenca

Sub-cuenca	Área (m ²)
I	898.60
II	167,025.62
III	13,871.79
IV	86,116.76
Área	267,912.76

Características del cauce principal

Longitud del Cauce Principal

La longitud del cauce principal es una característica que está asociada a la capacidad de desfogue de la cuenca. Se muestra en la tabla 3.1 las longitudes del cauce principal de cada una de las sub-cuencas.

Tabla 3.1 Longitudes correspondientes para cada sub-cuenca en estudio

Sub-cuenca	Longitud (m)
I	59.91
II	1,050.45
III	355.89
IV	519.71

Pendiente del Cauce Principal

El pendiente promedio ponderada del cauce principal puede ser calculada con el criterio de Taylor y Schwartz, expresado mediante la fórmula:

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right] \quad (3.0)$$

La pendiente promedio ponderada del cauce principal obtenida para las sub-cuencas en estudio se presenta en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Pendiente del cauce principal para la cuenca en estudio

Sub-cuenca	Longitud(m)	Pendiente
I	59.91	0.0033
II	1,050.45	0.0057
III	355.89	0.0123
IV	519.71	0.0060

3.4.1.2.8 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Para calcular el tiempo de concentración en cuencas urbanas, se utilizan la siguiente ecuación o formula de: Kirpich. A continuación, se presentan en forma breve:

$$tc = 0.0003245 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{.77} \quad (3.1)$$

Se obtiene el tiempo de concentración para las sub-cuencas en estudio, los cuales se muestran en la tabla 3.3, tomando en cuenta un tiempo de concentración minimo de 15 min.

Tabla 3.3 Tiempos de concentración para las sub-cuencas en estudio

Sub-cuenca	Longitud(m)	Pendiente(S)	Tc (min)	Tcr (min)
I	59.91	0.0033	4.09	15.00
II	1,050.45	0.0057	30.10	30.10
III	355.89	0.0123	9.74	15.00
IV	519.71	0.0060	17.16	17.16

3.4.1.2.9 PERIODO DE RETORNO

Valores que propone la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos de CONAGUA. Se muestran algunos en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Periodos de retorno para la determinación del gasto máximo de diseño en diversos tipos de obras hidráulicas.

Tipo de obra hidráulica	Periodo de retorno (años)
Drenaje pluvial	
Lateral libre en calles de poblados donde se tolera encharcamiento de corta duración	2
Lateral libre en calles de poblados donde no se tolera encharcamiento de corta duración	2
Zonas agrícolas	5
Zonas urbanas	
Poblados pequeños con menos de 100 000 habitantes	2 – 5
Poblados medianos entre 100000 y 1000000 de habitantes	5 – 10
Poblados grandes con más de un millón de habitantes	10 – 25
Aeropuertos, estaciones de FFCC y autobuses	10
Cunetas y contracunetas en caminos y carreteras	5
Estructuras de cruce de puentes carreteros en:	
Caminos locales que comunican poblados pequeños	25 – 50
Caminos regionales que comunican poblados medianos	50 – 100
Carreteras que comunican ciudades	100 – 500
Estructuras de cruce de puentes ferrocarrileros en:	
Vías locales aisladas (desvíos)	50 - 100
Vías secundarias regionales	100 – 500
Vías primarias del país	500 – 1000
Estructuras de cruce de puentes canales o tuberías de conducción de agua:	
Para riego A < 1000 ha	10 – 25
Para riego A de 1000 a 10000 ha	25 – 50
Para riego A > 10000 ha	50 – 100
Abastecimiento industrial	50 – 100
Abastecimiento de agua potable	100 – 500
Estructuras de cruce de puentes para tuberías de petróleo y gas	
Abastecimiento secundario local	25 – 50
Abastecimiento regional	50 – 100
Abastecimiento primario	100 – 500
Alcantarillas para el paso de pequeñas corrientes	
En caminos locales que comunican poblados pequeños	10 – 25
En caminos regionales que comunican poblados medianos	25 – 50
En caminos primarios que comunican ciudades	50 – 100

3.4.1.2.10 PERDIDAS DE LA PRECIPITACIÓN

3.4.1.2.11 Coeficiente de escurrimiento

Se obtienen del Libro de Alcantarillado Pluvial, del Manual Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la CONAGUA, como los que se muestran en la tabla 3.5.

Para el estudio se considera el valor de $C = 0.85$ para las áreas de viviendas, y $C = 0.15$ para las áreas común.

Tabla 3.5 Valores del coeficiente de escurrimiento

Tipo de área drenada	Coeficiente de escurrimiento	
	Mínimo	Máximo
Zonas Comerciales:		
Zona Comercial	0.75	0.95
Zona Mercantil	0.70	0.90
Vecindarios	0.50	0.70
Zonas Residenciales:		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanos	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
Praderas:		
Suelos arenosos planos (pendientes ≤ 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 ó más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 ó más)	0.25	0.35
Zonas suburbanas	0.10	0.30
Calles:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas o empedradas, junteadas con cemento	0.70	0.85
Adoquin sin juntear	0.50	0.70
Terracerías	0.25	0.60
Estacionamientos		
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95

3.4.1.2.12 TORMENTA DE DISEÑO, MÉTODO HIDROMETEOROLÓGICO

3.4.1.2.13 Análisis de frecuencias de las lluvias máximas anuales

En la tabla 3.6 se muestra la precipitación máxima diaria anual, tomadas de la estación climatológica Culiacán DGE con clave 25015.

Tabla 3.6 Registro de lluvias máximas diarias anuales para la ciudad de Culiacán

Año	PM24HRS	Año	PM24HRS	Año	PM24HRS	Año	PM24HRS
1956	42.00	1973	56.30	1990	83.50	2007	92.60
1957	51.70	1974	112.50	1991	80.00	2008	129.00
1958	89.50	1975	63.60	1992	60.00	2009	60.00
1959	51.30	1976	76.50	1993	93.00	2010	66.80
1960	64.80	1977	70.80	1994	75.00	2011	53.70
1961	58.70	1978	48.8	1995	68.00	2012	69.30

1962	60.10	1979	120.00	1996	134.00	2013	258.00
1963	96.00	1980	175.20	1997	53.00	2014	76.00
1964	48.60	1981	47.00	1998	45.50	2015	84.00
1965	70.80	1982	68.40	1999	60.00	2016	-----
1966	109.70	1983	103.50	2000	55.50		
1967	98.30	1984	140.00	2001	56.00		
1968	66.00	1985	78.80	2002	117.50		
1969	49.50	1986	82.00	2003	81.00		
1970	88.00	1987	11430	2004	152.20		
1971	120.00	1988	88.50	2005	44.50		
1972	86.00	1989	85.00	2006	113.50		

Con los valores de la precipitación máxima diaria anual de la tabla 3.6 se llevó a cabo el análisis de frecuencias, para lo cual se utilizaron las funciones de distribución de probabilidad siguientes:

- Exponencial por mínimos cuadrados
- Exponencial
- Normal
- Lo normal 3 parámetros
- Gumbel
- Gamma de 3 parámetros
- Doble Gumbel

Las funciones de distribución arriba mencionadas son las que más se utilizan en hidrología ya que en general son las que mejor representan a las variables climatológicas, especialmente la log-normal, la Gamma 3 parámetros, la Gumbel y la Gumbel Doble.

En el Anexo 2, se muestran los calculos y definiciones para cada una de las distribuciones.

j) Corrección de la precipitación por intervalo fijo de observación

El factor de corrección es igual a 1.13 (Campos, 1998), de donde los valores de la precipitación que se utilizarán en los cálculos hidrológicos se multiplican por el factor de 1.13.

Tabla 3.7 Valores ajustados de la precipitación por el intervalo fijo de observación

	Periodo de retorno Tr en años			
	5.00	10	50	100
Precipitación (mm)	124.16	155.64	228.72	260.20

3.4.1.2.14 Construcción de las curvas i-d-Tr

Representada por la siguiente ecuación:

$$P_T^t = (0.35 \ln Tr + 0.76) (0.54 t^{0.25} - 0.50) P_2^{60} \quad (3.2)$$

El valor de P_2^{60} se obtiene a partir de la ecuación siguiente:

$$P_2^{60} = 1.13 k P_2^{24} \quad (3.3)$$

D. M. Hershfield (1962) indica que el cociente “k” puede variar entre 0.1 y 0.6, para ver más especificaciones de este valor, ver Anexo 2.

A partir de la ecuación de Bell se obtuvieron las curvas de altura de precipitación i-d-Tr para periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años.

De igual manera para observar el procedimiento realizado es necesario revisar el anexo 2.

Tabla 3.8 Intensidades de diseño para la ciudad de Culiacán utilizando la ecuación de Bell

Intensidad de precipitación (mm/hr) Ecuación de Bell					
Duración de la lluvia	Periodo de retorno en años				
	5	10	25	50	100
5	221.710	262.356	316.087	356.733	397.379
10	165.936	196.357	236.571	266.992	297.413
30	91.786	108.613	130.858	147.685	164.512
40	77.333	91.511	110.253	124.430	138.608
60	60.261	71.308	85.913	96.960	108.008
90	44.055	52.517	63.682	72.120	80.553
120	35.276	42.271	51.493	58.459	65.420
240	20.650	25.058	30.864	35.246	39.624
360	15.097	18.455	22.877	26.217	29.552
480	12.089	14.854	18.499	21.251	24.000
600	10.174	12.553	15.688	18.057	20.423
720	8.838	10.940	13.712	15.807	17.899
840	7.846	9.739	12.237	14.124	16.011
960	7.077	8.805	11.088	12.813	14.537

1080	6.461	8.057	10.164	11.757	13.349
1200	5.956	7.441	9.403	10.887	12.370
1320	5.533	6.925	8.764	10.155	11.546
1440	5.174	6.485	8.219	9.530	10.842

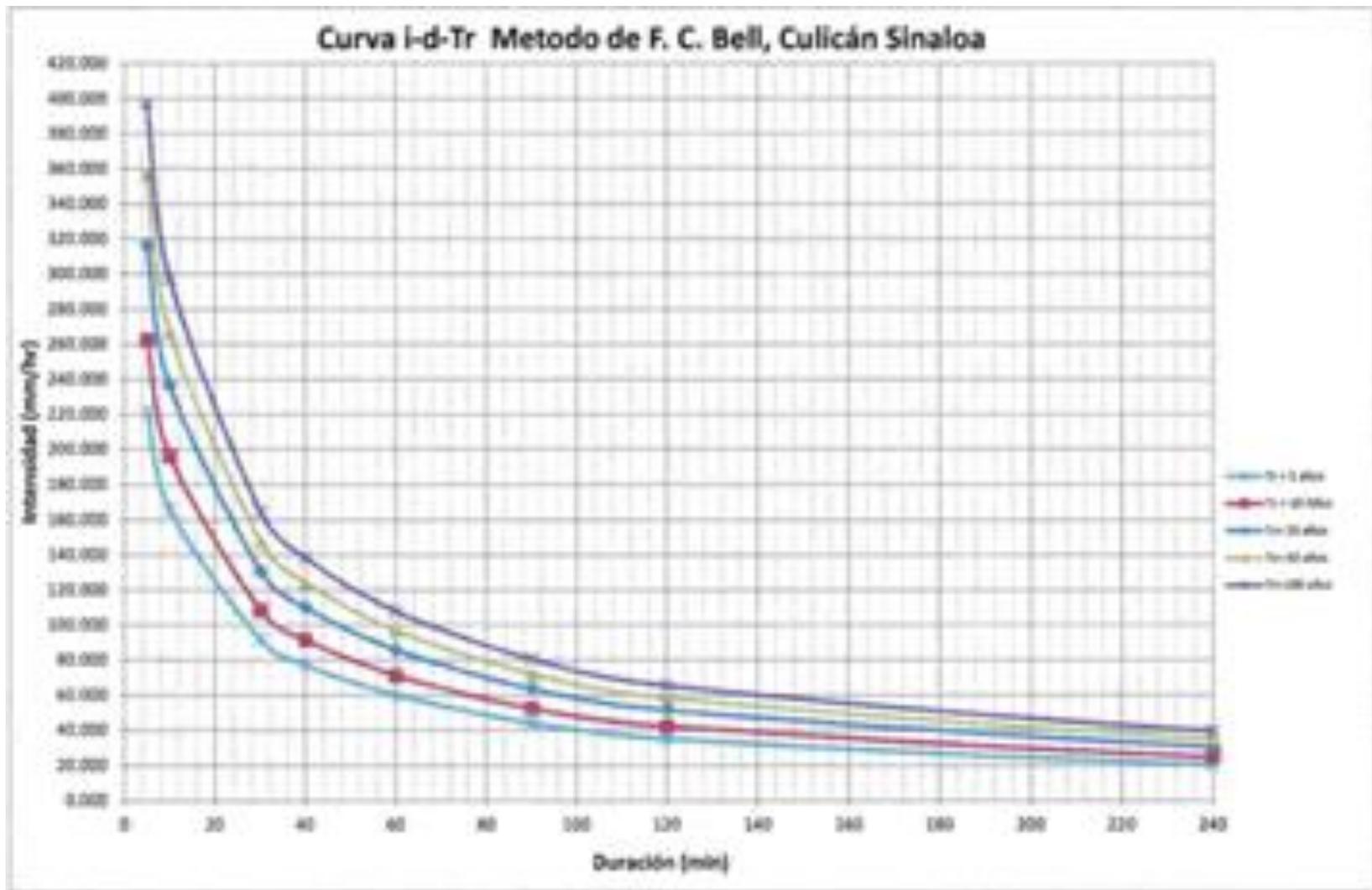


Figura 3.1 Curvas de intensidad-duración-periodo de retorno para la ciudad de Culiacán

3.4.1.2.15 GASTO DE DISEÑO

3.4.1.2.16 Metodo Racional

Actualmente es de los mas utilizados para resolver problemas de drenaje pluvial, cuya ecuación es la siguiente:

$$Q = 0.278 C i_{max} A \quad (3.4)$$

3.4.1.2.17 Factor de ajuste por Magnitud de la Cuenca

Los factores de reducción toman en cuenta la duración de la lluvia y el área de la cuenca, como se muestra en la siguiente figura 3.2.

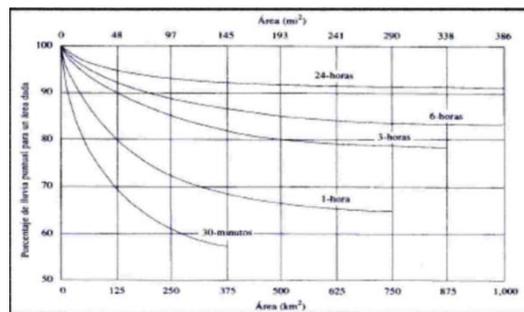


Figura 3.2 Factor de reducción por área

3.4.1.2.18 Cálculo del Caudal

Para realizar el calculo se ha considerado que todas las sub-cuencas estan urbanizadas. Con base en la numeración de nodos que se presenta en la figura 3.3, a continuación.

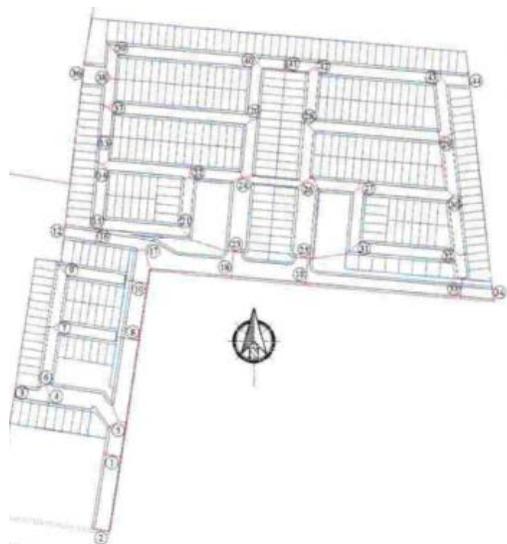


Figura 3.3 Numeración de nodos para el fraccionamiento

A continuación se realizan los cálculos del caudal para cada uno de los tramos analizados para el periodo de retomo de 10 años, para observar el procedimiento es necesario revisar el Anexo 2.

3.4.1.2.19 ESTUDIO HIDRÁULICO

3.4.1.2.20 REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE CONDUCCION DE LAS VIALIDADES

Con base en los gastos obtenidos con el metodo Racional para un periodo de retorno de 10 años.

Las consideraciones hechas y los tipos de bombeo utilizados se muestran en la tabla 3.9 (ver esquemas de los tipos de bornbeo en la figura 3.4).

Tabla 3.9 Parámetros de diseño y tipo de bombeo

PARÁMETROS DE DISEÑO		TIPO DE BOMBEO	
Tirante máximo	10 cm	Sin bombeo	0
Coefficiente de rugosidad	0.015	Bombeo hacia un solo lado	1
Velocidad máxima	1.5 m/s	Bombeo hacia ambos lados	2
		Bombeo hacia el centro	3

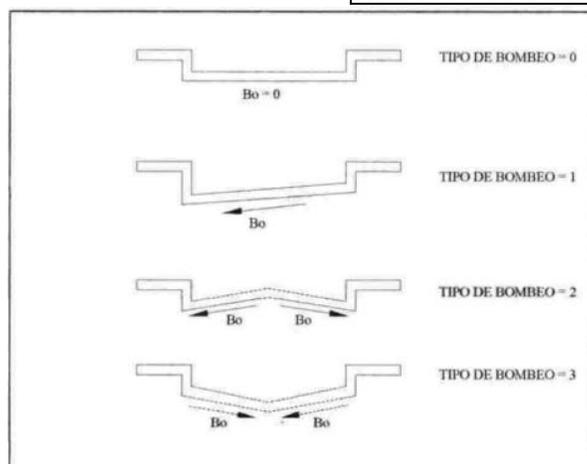


Figura 3.4 Tipos de bombeo

En el anexo 2 se muestran los resultados de la capacidad hidráulica y el gasto de proyecto calculado para cada uno de los tramos de vialidad de la cuenca de proyecto.

Se proponen las siguientes rejillas en las ubicaciones mencionadas.

- Rejilla RP01.- Ubicada por la calle Espino en el límite del fraccionamiento Bosques del Rey II con Cedros.
- Rejilla RP02.- Ubicada por el Blvd. Pasco del Alomo en el límite del fraccionamiento Bosques del Rey II con Cedros.
- Rejilla RP03.- Ubicada en la intersección identificada como el nodo "30".

3.4.1.2.21 DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS PLUVIALES

3.4.1.2.22 Dimensionamiento de rejillas pluviales

Para capturar los escurrimientos superficiales del drenaje pluvial que descargan hacia el dren Bacurimi, se propuso la colocación de 3 rejillas de piso.

A continuación se presenta el cálculo hidráulico y dimensionamiento de las rejillas pluviales.

a) Cálculo del gasto de diseño.

En el estudio hidrológico se determinaron los caudales para cada subcuenca en el área de estudio.

b) Cálculo de la capacidad de la rejilla.

El gasto o caudal en una rejilla de barras paralelas se calcula con la ecuación de un orificio, como se indica a continuación:

$$Q_D = \frac{C_d A_o \sqrt{2gh}}{c} \quad (3.5)$$

Tabla 3.10 Dimensiones y tipos de rejillas

Nombre de la rejilla	Largo de la rejilla (m)	Ancho de la rejilla (m)	Tipo de rejilla	Ancho del marco (m)	Espesor de las soleras (m)	Separación de las soleras (centro a centro)	Ancho de las vigas (m)	Área efectiva (m ²)	Tirante máximo admisible (m)	% de área efectiva (m ²)	Capacidad (m ³ /s)	Caudal a conducir (m ³ /s)
RP01	8.00	1.60	1	0.1016	0.0127	0.07	0.1016	8.0974	0.100	50.00	3.403	3.170
RP02	14.70	1.00	1	0.1016	0.0127	0.07	0.1016	8.5912	0.100	50.00	3.610	3.030
RP03	8.00	1.00	1	0.1016	0.0127	0.07	0.1016	4.6559	0.070	50.00	1.637	1.244

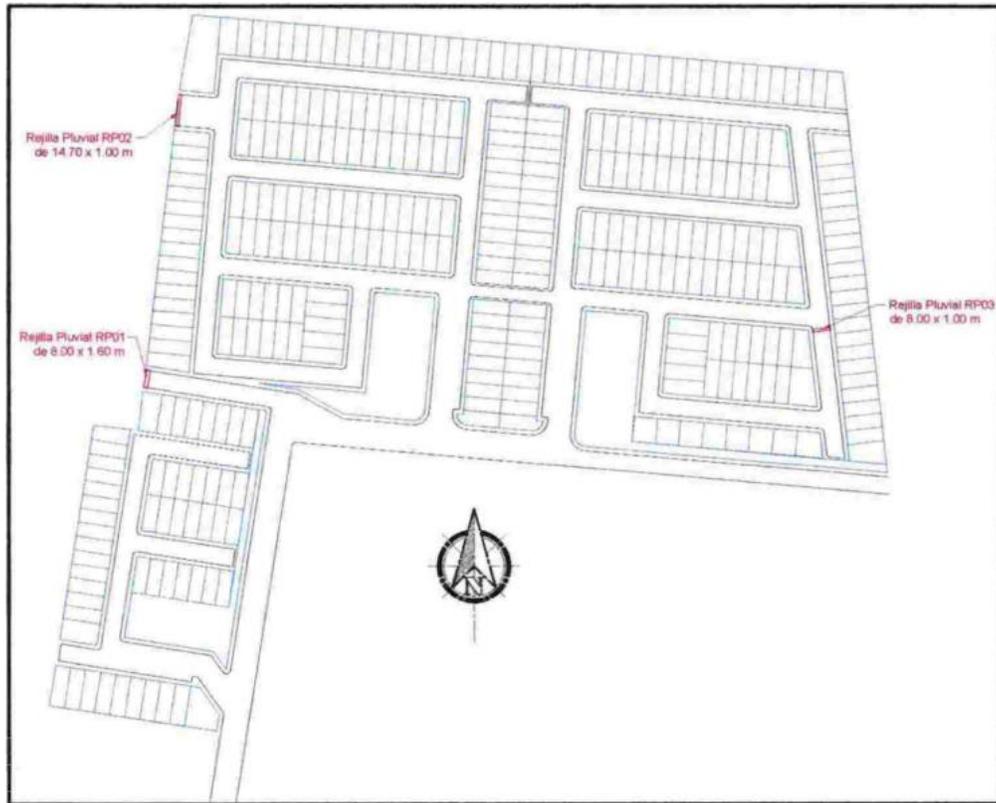


Figura 3.5 Ubicación de las rejillas

3.4.1.2.23 Dimensiones de los pasos pluviales de proyecto

Las dimensiones de los pasos pluviales que se requieren en cada uno de los puntos de entrada y salida del flujo pluvial por el fraccionamiento, se obtuvieron con base en los caudales de proyecto que se muestran en la tabla 3.11.

Tabla 3.11 Caudal de proyecto para los pasos pluviales

Paso Pluvial	Ubicación	Ancho de vialidad (m)	Caudal (m ³ /s)	Pendiente (%)
PPO1	Tramo "7-8"	8.00	0.133	0.40
PPO2	Tramo "9-10"	8.00	0.144	1.10
PPO3	Tramo "15-16"	8.00	0.083	0.30
PPO4	Tramo "24-26" (Paso pluvial)	5.50	0.608	1,10
PPO5	Tramo "32-33"	8.00	0.181	0.30
PPO6	Tramo "35-36"	14.70	3.030	0.50
PPO7	Tramo "40-41"	8.00	0.292	1.80
PPO8	Tramo "43-44"	8.00	0.508	2.00

En la figura 3.6 se muestra la ubicación de cada uno de los pasos pluviales, para revisar el cálculo es necesario revisar el Anexo 2.



Figura 3.6 Ubicación de los pasos pluviales del proyecto

Tabla 3.12 Funcionamiento hidráulico en cada paso pluvial

Paso Pluvial	Ubicación	Ancho de vialidad(m)	Cantidad de pasos pluviales	Separación entre los pasos pluviales	Dimensiones -base x altura- (m)	Pendiente(%)	Velocidad (m/s)	Caudal(m ³ /s)	Tirante(m)
PP01	Tramo "7-8"	8.00	6	0.20	1.00 x 0.25	0.40	0.499	0.133	0.044
PPO2	Tramo "9-10"	8.00	6	0.20	1.00 x 0.25	1.10	0.704	0.144	0.034
PPO3	Tramo -15-16"	8.00	6	0.20	1.00 x 0.25	0.30	0.382	0.083	0.036
PPO4	Tramo "24-26" (Paso Pluvial)	5.50	4	0.20	1.00 x 0.25	1.10	1.397	0.608	0.109
PPOS	Tramo 32-33"	8.00	6	0.20	1.00 x 0.25	0.30	0.513	0.181	0.059
PPO6	Tramo "35-36"	14.70	12	0.10	1.00 x 0.25	0.50	1.280	3.030	0.197
PPO7	Tramo '10-41"	8.00	6	0.20	1.00 x 0.25	1.80	1.073	0.292	0.045
PPO8	Tramo "43-44"	8.00	6	0.20	1.00 x 0.25	2.00	1.366	0.508	0.062

3.4.1.2.24 Dimensiones de los conductos pluviales de proyecto

Las dimensiones de los conductos que se requieren en cada uno de los tramos de drenaje pluvial. Para ver los datos de cálculo y el trazo de la red de los conductos es necesario revisar el anexo 2.

Tabla 3.13 Funcionamiento hidráulico de cada tramo de la sección

Tramo	Cad. Ini.	Cad. Fin	Tipo de sección (m)	Dimensión (m)	n	Pendiente	Vel (m/s)	Gasto	Tirante
RPO1 -PO4	0+384_82	0+35018	Circular	120	0.010	0.005	3.544	3.111	0.837
RPO2 - PO4	0+143.29	0+000.00	Circular	1.20	0.010	0.003	2.784	2.410	0.837
PO4 - P07	0+350.88	0+200.00	Circular	130	0.010	0.005	4.050	4.912	0.961
P07 - CS	0+200.00	0+097.68	Circular	1.50	0.010	0.025	7.418	4.912	0.597
CS - UI	0+097.68	0+054.88	Rectangular	1.50 x 1.75	0.015	0.005	2.797	4.912	1.171
RPO3 - UI	0+073.57	0+000.00	Circular	0.90	0.010	0.003	2.325	1.244	0.694
UI - Descarga	0+054.88	0+009.52	Rectangular	1.50 x 1.75	0.015	0.005	2.885	5.725	1.323

3.4.1.2.25 SIMULACIÓN HIDRÁULICA

3.4.1.2.26 Simulación con HEC-RAS

Metodología del programa HEC-RAS

El programa de computo HEC-RAS se constituye de 4 pasos, que a continuación se indican:

-. Datos de la geometría.

-. Datos del flujo permanente.

-. Generar un plan.

-. Revision de resultados.

Para revisar el funcionamiento de cada uno de los puntos al igual que el resumen de los resultados obtenidos es necesario revisar el Anexo 2.

3.4.1.2.27 CONCLUSIONES

De acuerdo con el estudio hidrológico e hidráulico para el fraccionamiento Bosques del Rey II se propone colocar conductos pluviales, cuya ubicacion y trazos se indican en las figuras anteriores, asi como las rejillas pluviales que tambien se muestran la

misma figura. Finalmente se agrega una recomendación que consideramos importante su consideración por parte del ayuntamiento de Culiacan, así como por Protección Civil Estatal y Municipal por tratarse de un fraccionamiento existente.

3.4.1.2.28 RESUMEN EJECUTIVO

Se agregan de manera muy breve y concisa todos los puntos encontrados más importantes del estudio hidrológico e hidráulico. Se puede observar de manera detallada en el anexo 2.

3.4.1.3 DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA DE UN ESTUDIO HIDROLOGICO-HIDRAULICO ENTREGADO EN EL AÑO 2018

El Proyecto revisado es el correspondiente al Desarrollo Urbano la Primavera, a continuación se muestra el contenido que se incluyó:

3.4.1.3.1 LOCALIZACION DEL AREA DE PROYECTO.

En este apartado se describe la localización del proyecto a realizar, una descripción de cómo llegar y sus colindancias.

3.4.1.3.2 USOS DEL SUELO.

Es la descripción de los tipos de uso de suelo para los que está destinado el Proyecto, el área total destinada y una tabla para informar los tipos de suelo y la cantidad de superficie para cada una de ellas.

3.4.1.3.3 ANTECEDENTES

Menciona sobre el historial de las condiciones que ha tenido el lugar del Proyecto, si ya se encuentra urbanizado y sus características, servicios públicos, necesidades a futuro del lugar, características y necesidades sobre estudios de cuencas internas, morfología del lugar, pendientes, etc.

3.4.1.3.4 OBJETIVO DEL ESTUDIO

Aquí se define el propósito del estudio, el cual es delimitar las sub-cuencas de aportación pluvial internas de la zona para calcular los gastos de proyecto de los escurrimientos que se captan en cada una de las calles en la temporada de lluvias.

3.4.1.3.5 ESTUDIO HIDROLOGICO

Define para que es necesario el estudio hidrológico, lo que se obtendrá a partir de los análisis realizados y para que se usarán.

3.4.1.3.6 Características fisiográficas de las sub-cuencas

Se definen que parámetros a utilizar sobre la forma de la cuenca, entre los cuales se encuentran la pendiente, áreas, pendiente media datos que se obtendrán a partir de información disponible y datos recopilados de campo.

3.4.1.3.7 Áreas de las sub-cuencas (A)

En este punto menciona la delimitación de todas las sub-cuencas de la zona de estudio, utilizando los planos de las vialidades con rasantes de calles e información topográfica proporcionada por una empresa.

3.4.1.3.8 Longitud (L) y Pendiente media (Sc) de los escurrimientos principales de las sub-cuencas

- Longitud de los escurrimientos principales (L)

Define que es la longitud de los escurrimientos principales.

- Pendiente media de los escurrimientos principales (Sc)

Define el cálculo de la pendiente media de los escurrimientos mediante la fórmula de Taylor-Schwarz (Springall, abril de 1970).

$$S_c = \left[\frac{L}{\sum_{j=1}^N \frac{L_j}{\sqrt{S_c j}}} \right]^2 \quad (4.0)$$

3.4.1.3.9 Coeficiente de escurrimiento (C). (Método Racional)

Se menciona sobre las características que influyen en el coeficiente de escurrimiento, en este apartado se obtiene de tablas con datos existentes de Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento de la CONAGUA, se muestran en la tabla 4.0 con los datos que aparecen en el Manual.

Tabla 4.0 Coeficientes de escurrimiento dependiendo del uso del suelo

Tipo de superficie	(C)
Techos impermeables	0.75 - 0.95
Pavimentos de asfalto en buen estado	0.85 - 0.90
Pavimentos empedrados o de adoquín junteados con cemento	0.75 - 0.85

Pavimentos de terracería	0.25 - 0.60
Superficie sin pavimentar, como patios de ferrocarril y terrenos sin construir	0.10 - 0.30
Parques, jardines y prados, dependiendo de la superficie, pendiente y características del suelo	0.05 - 0.25
Áreas boscosas, dependiendo de la pendiente y del tipo de suelo	0.10 - 0.20
Áreas urbanas densamente pobladas	0.70 - 0.90
Áreas semiurbanas	0.25 - 0.40
Áreas suburbanas	0.10 - 0.30
Campos de juego	0.20 - 0.35
Praderas:	
Suelos arenosos planos (pendiente 0.02)	0.05 - 0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02 - .07)	0.10 - 0.15
Suelos arenosos escarpados(0.07 o más)	0.15 - 0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13 - 0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.18 - 0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25 - 0.35

- Coeficiente de escurrimiento para las sub-cuencas internas

Se determina el coeficiente de escurrimiento ponderado con las áreas y el coeficiente que describe cada una de las áreas, se muestra en la tabla 4.1 en la cual se representan los datos anteriores.

Tabla 4.1 Coeficiente de escurrimiento ponderado

Cobertura	Área parcial (%)	C
Área ocupada por construcciones de las industrias	69.52	0.95
Áreas ocupadas por vialidades	9.83	0.90
Áreas en restricción y estacionamientos	12.01	0.75
Áreas verdes de parques y jardines	8.64	0.25
Total	100	

3.4.1.3.10 Características de la precipitación de la zona en estudio

3.4.1.3.11 Ecuación de Bell para el registro de la Estación Pluviométrica "Culiacán"

La estación pluviométrica utilizada es la ubicada en la presa derivadora “Carlos Carvajal Zarazúa” la cual es la más cerca y se tienen 62 años de registros.

El análisis es con el criterio propuesto por F. C. Bell el cual consiste en obtener a partir de los datos del registro, la llamada Ecuación de Bell, representada por la siguiente expresión.

$$P_{TR}^t = (0.35 \ln Tr + 0.76) (0.54 t^{0.25} - 0.50) P_2^{60} \quad (4.1)$$

Se muestra la tabla 4.2 con los datos obtenidos de la estación pluviométrica.

Tabla 4.2 Registro de lluvias máximas diarias anuales de la estación pluviométrica “Culiacán”

Año	Pmax diaria						
1956	42.00	1972	86.00	1988	88.50	2004	152.20
1957	51.70	1973	56.30	1989	85.00	2005	44.50
1958	89.50	1974	112.50	1990	83.50	2006	113.50
1959	51.30	1975	63.60	1991	80.00	2007	92.60
1960	64.80	1976	76.50	1992	60.00	2008	129.00
1961	58.70	1977	70.80	1993	93.00	2009	58.30
1962	60.10	1978	48.80	1994	75.00	2010	66.80
1963	96.00	1979	120.0	1995	68.00	2011	53.70
1964	48.60	1980	175.20	1996	134.00	2012	69.30
1965	70.80	1981	47.00	1997	53.00	2013	258.00
1966	109.70	1982	68.40	1998	45.50	2014	76.00
1967	98.30	1983	103.50	1999	60.00	2015	84.00
1968	66.00	1984	140.00	2000	55.50	2016	61.50
1969	49.50	1985	78.80	2001	56.00	2017	85.60
1970	88.00	1986	82.00	2002	117.50		
1971	120.00	1987	114.50	2003	81.00		

Calculo de P_2^{60}

La lluvia de duración 60 mm. (Una hora) y periodo de retorno 2 años, puede ser evaluada con la relación respecto a la lluvia máxima en 24 horas con igual periodo de retorno, es decir:

$$\frac{P_2^{60MIN}}{P_2^{24HRS}} = K \quad (4.2)$$

De donde se obtiene:

$$P_2^{60MIN} = P_2^{24HRS} K \quad (4.3)$$

K se obtiene de acuerdo a los criterios de D. M. Hershfield y de la Organización Meteorológica Mundial, para Hershfield existen tablas que están en función de características de la cuenca y los valores oscilan entre 0.1 y 0.6, mientras que, para el método de la Organización Meteorológica Mundial en función al número medio de días con lluvia por año, como se observa en la tabla 4.3.

Tabla 4.3 Valores de K (Criterio de la OMM)

Número medio de días con lluvia por año	1	8	16	24
Valores de K	0.20	0.30	0.40	0.50

El cálculo de P_2^{24HRS} , se hace en base al análisis estadístico del registro de lluvias máximas diarias anuales de la estación pluviométrica "Culiacán". Este análisis consiste en ajustar a las lluvias máximas diarias anuales a una ecuación del tipo:

$$P_{TR} = a + b(\log Tr) \quad (4.4)$$

Los parámetros para determinar la regresión lineal ($P_{maxdiaria}$, Tr , $\log Tr$, $\log Tr^2$, $P_{maxdiaria}^2$) se realizan los cálculos en el Anexo 3.

a). - Período de retorno Tr :

El cálculo del periodo de retorno para una serie anual de máximos como es nuestro caso, se hace con la fórmula:

$$Tr = \frac{N+1}{M} \quad (4.5)$$

b). -Parámetros a y b

Los parámetros de ajuste de la ecuación de P_{TR} , se pueden evaluar como:

$$b = \frac{S_{xy}}{S_{x^2}} \quad y \quad a = Y - bX$$

Parámetro a y b

Con los resultados obtenidos se llega a la siguiente ecuación:

$$P_{TR} = 45.201 + 91.22 (\log Tr) = 72.6625 \quad (4.6)$$

La ecuación 4.6 permite calcular la precipitación máxima diaria (24 horas) para cualquier período de retorno y poder formar las curvas de intensidad, duración, periodo de retorno.

Al final se sustituyen todos los valores en la ecuación de Bell como se muestra a continuación:

$$P_{TR}^t = (0.35 \ln T_r + 0.76) (0.54 t^{0.25} - 0.50) 41.054 \quad (4.7)$$

3.4.1.3.12 Construcción de las curvas de precipitación - duración – período de retorno(I-d-Tr).

Resultados de las duraciones de lluvia para cada periodo de retorno.

Tabla 4.4 Valores de las curvas precipitación-duración-periodo de retorno

Periodo de retorno (Tr en años)	Duración de lluvia en minutos						
	5	10	20	30	60	100	120
10	19.77	29.59	41.27	49.10	64.47	77.63	82.75
20	22.83	34.17	47.66	56.71	74.46	89.66	95.57
50	26.88	40.23	56.12	66.76	87.67	105.56	112.52
100	29.94	44.82	62.51	74.37	97.66	117.59	125.34
500	37.05	55.46	77.36	92.03	120.85	145.52	155.11
1000	40.11	60.05	83.75	99.64	130.84	157.54	167.93

En función de la tabla 4.4, se puede construir la tabla 4.5 que es para las curvas intensidad-duración-periodo de retorno, donde en la figura 4.0 se puede observar la gráfica resultante.

Tabla 4.5 Valores de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno

Periodo de retorno (Tr en años)	Duración de lluvia en minutos						
	5	10	20	30	60	100	120
10	237.21	177.54	123.8	98.20	64.47	46.58	41.38
20	273.96	205.04	143	113.42	74.46	53.80	47.79
50	322.54	241.40	168.35	133.53	87.67	63.34	56.26
100	359.29	268.91	187.5	148.74	97.66	70.55	62.67
500	444.62	332.77	232.1	184.07	120.85	87.31	77.56
1000	481.37	360.28	251.3	199.28	130.84	94.53	83.97

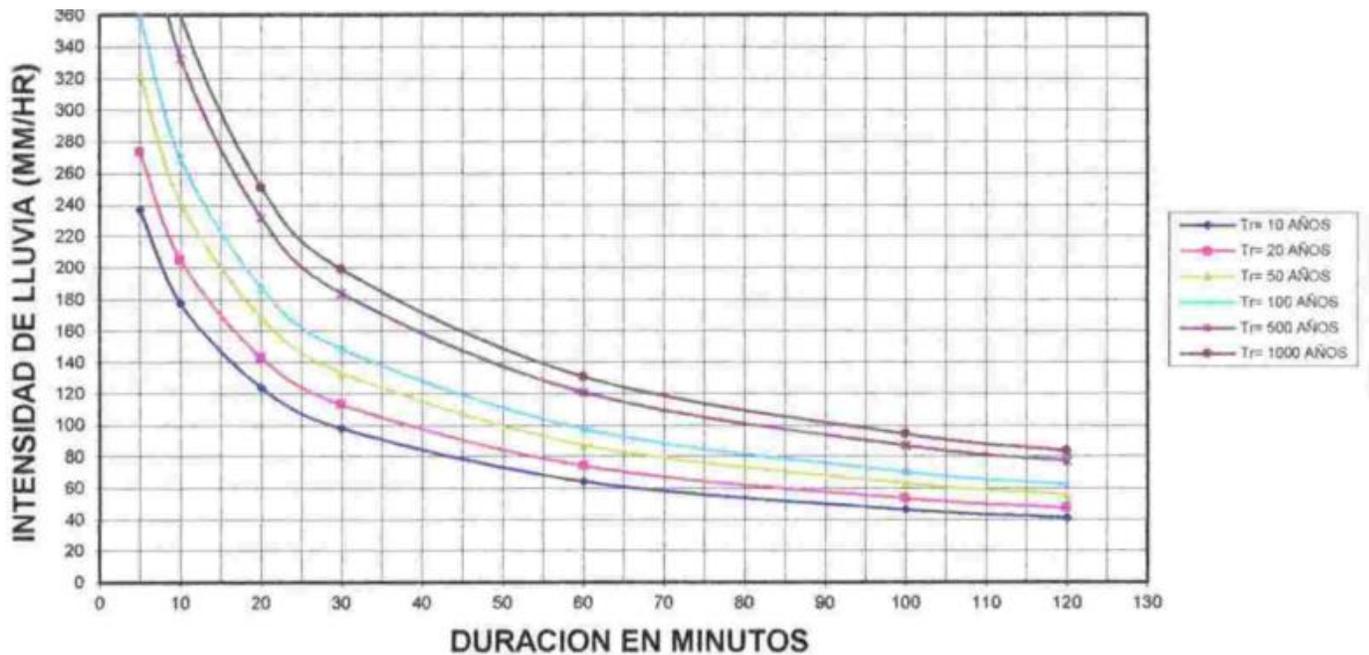


Figura 4.0 Curvas intensidad-duración-periodo de retorno

3.4.1.3.13 Gastos pluviales de las sub-cuencas en estudio.

Los gastos que se utilizan en el diseño de las obras de drenaje pluvial, se determinan de acuerdo con los periodos de retorno que se establecen conforme a las normas y recomendaciones de la CONAGUA.

3.4.1.3.14 Período de retorno (Tr)

En el Manual de Ingeniería de Ríos, Capítulo 3, "Estudio Hidrológico para Obras de Protección" de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) se recomienda, para drenaje de aguas pluviales, un periodo de retorno de 2 a 10 años. En nuestro caso, se tomará el período de retorno de 10 años.

3.4.1.3.15 Gastos pluviales de las sub-cuencas.

El cálculo de los gastos pluviales que captan las sub-cuencas de este estudio, se hace utilizando la fórmula del Método Racional Americano cuya expresión es la siguiente.

$$Q = 2.778 C i a \quad (4.8)$$

- Áreas de aportación de las sub-cuencas.

En nuestro caso las áreas de aportación de las sub-cuencas se determinaron anteriormente y se presentan en el anexo 3.

- Intensidad de lluvia (i)

Las intensidades de lluvia, se calculan utilizando la Ecuación de Bell obtenida anteriormente para los períodos de retornos (Tr) seleccionados y la duración de la lluvia (tc) estimada para las sub-cuencas en estudio.

Tiempo de concentración de las sub-cuencas (tc)

El tiempo de concentración, es un concepto idealizado definido como el tiempo que le toma a una gota de agua que cae en el punto más alejado de la cuenca alcanzar la salida de esta. En nuestro caso, se calcula mediante la fórmula de Kirpich, (1940).

$$tc = 0.0003245 \left(\frac{L}{\sqrt{s}} \right)^2 \quad (4.9)$$

El cálculo de la intensidad se realiza utilizando el tiempo de concentración mínimo de tc=20 minutos, recomendado para sub-cuencas urbanas.

Intensidad de lluvia para las sub-cuencas en estudio (i)

Con los datos del periodo de retorno $Tr=10$ años y el tiempo de concentración mínimo de $t_c = 20$ min, en la Ecuación de Bell, se obtiene la precipitación y en base a esta la intensidad de la lluvia de diseño.

En la tabla 4.6 se indica donde se colocan los valores obtenidos para las condiciones mencionadas anteriormente.

Tabla 4.6 Intensidad de lluvia para la zona de proyecto

	Tiempo de concentración (Tc min)	Periodo de retorno (Tr en años)	Precipitación (mm)	Intensidad (i)
Zona de proyecto	20.00	10	41.27	123.81

Coefficiente de escurrimiento (C)

En nuestro caso, el coeficiente de escurrimiento se determinó anteriormente, resultando un coeficiente de escurrimiento ponderado de $C = 0.86$ el cual se utiliza para todas las sub-cuencas.

Gastos pluviales de diseño.

Con los datos de intensidad (i), coeficiente de escurrimiento (c) y áreas (a) de cada sub-cuenca, en la Fórmula Racional Americana, se calcularon los gastos pluviales los cuales se pueden revisar en el anexo 3, representados en una tabla y en una figura de localización.

3.4.1.3.16 ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CONDUCCIÓN DE LAS VIALIDADES

La capacidad de conducción se calcula en la salida de cada sub-cuenca y en los tramos de donde se juntan la mayor cantidad de escurrimientos.

A) Calculo de los gastos de conducción de las secciones del proyecto

En la tabla 4.7 se presenta un resumen de los gastos de conducción calculados para cada vialidad de acuerdo a las secciones tipo y las pendientes de cada uno de los tramos de interés.

Tabla 4.7 Gastos de conducción en las vialidades de interés

Número de tramo y calle	Sección tipo	Gasto en función de la pendiente (m ³ /s)	Pendiente en el tramo de interés	Gasto de conducción (lt/s)
Tramo no 1 Av. Diana Tang.	F-F (2 % de bombeo hacia ambos lados)	Q=15.26441 So1/2	0.048	3344.26
Tramo no. 2 Av. Diana Tang	F-F (2 % de bombeo hacia ambos lados)	Q=15.26441 So1/2	0.030	2643.87
Tramo no. 3 Calle Industrial 3	G-G (2% de bombeo ambos lados)	Q=14.0807 So1/2	0.0472	3059.11
Tramo no.4 Calle Industrial 6	J-J (2% de bombeo hacia ambos lados)	Q=14.4794 So1/2	0.0635	3648.68
Tramo no. 5 Calle Industrial 6	J-J (2% de bombeo hacia ambos lados)	Q=14.4794 So1/2	0.046	3105.47
Tramo no. 6 Calle industrial 6	J-J (2% de bombeo hacia ambos lados)	Q=14.4794 So1/2	0.046	3105.47
Tramo no. 7 Calle Ramón López Haas	G-G (2% de bombeo ambos lados)	Q=14.0807 So1/2	0.0353	2645.52
Tramo no. 8 Calle Industrial 5	G-G (2% de bombeo ambos lados)	Q=14.0807 So1/2	0.0225	2112.11
Tramo no. 9 Calle Industrial 5	G-G (2% de bombeo ambos lados)	Q=14.0807 So1/3	0.007	1178.08

3.4.1.3.17 GASTOS PLUVIALES CONTRA LOS GASTOS DE CONDUCCIÓN DE LAS VIALIDADES

El objetivo es definir si las calles o vialidades tienen la capacidad para conducir los gastos pluviales calculados anteriormente para el periodo de retorno de 10 años.

En la tabla 4.8 se analizan las capacidades de conducción de las vialidades contra los gastos pluviales que se captan en cada una de ellas.

Para cada calle el tramo correspondiente, las sub-cuencas que están dentro de ese tramo, y se obtiene el gasto pluvial el cual se compara con el gasto de conducción.

Tabla 4.8 Comparación de los gastos pluviales y los gastos de conducción de las vialidades en los tramos de interés

Sub-cuencas	Gasto en función de la pendiente (m3/s)	Gasto pluvial (lt/s)	Gasto de conducción (lt/s)
SC-03+SC-04+SC-08	Q=15.26441 So1/2	2896.1	3344.26
SC-03+SC-04+SC-05+SC-06+SC-07+SC-08	Q=15.26441 So1/2	3615.170	2643.87
SC-11+SC-12	Q=14.0807 So1/2	1367.48	3059.11
SC-09	Q=14.4794 So1/2	851.82	3648.68
SC-09+SC-10+SC-13+SC-14	Q=14.4794 So1/2	2729.21	3105.47
SC09+SC-10+SC-13+SC-14+SC-16	Q=14.4794 So1/2	3312.78	3105.47
SC-11+SC-12+SC-15	Q=14.0807 So1/2	2246.45	2645.52
SC-20	Q=14.0807 So1/2	620.42	2112.11
SC-23	Q=14.0807 So1/3	318.33	1178.08

Pueden existir tramos en los cuales no se tiene la capacidad de conducción suficiente, por lo que se requieren obras de drenaje pluvial para el desalojo de los escurrimientos pluviales.

3.4.1.3.18 DISEÑO DE LAS OBRAS DE DRENAJE PLUVIAL

3.4.1.3.19 Cálculo hidráulico de la red de colectores

El cálculo hidráulico de los colectores, se hace considerando el gasto pluvial de diseño de las sub-cuencas de aportación al inicio del mismo en la estructura de entrada.

Es necesario revisar el anexo 3 para identificar los cálculos de los gastos en cada uno de los tramos, así como los resultados obtenidos.

3.4.1.3.20 Cálculo hidráulico de las rejillas pluviales

El cálculo se hace utilizando la fórmula general para pequeños orificios.

$$Q_D = C_D A_0 \sqrt{2gH} \quad (4.10)$$

Para calcular el área total que deberá tener la rejilla, se consideró que el 40 % del área neta de la rejilla sería ocupada por el acero, por lo que solamente estará entrando agua por el 60 % del área total, con esto podemos calcular el área total (A_T) de la siguiente manera:

$$A_T = \frac{A_N}{0.60} \quad (4.11)$$

Para revisar el cálculo y los resultados es necesario ver el anexo 3 y como se llega a la obtención de las dimensiones definitivas de cada una de las rejillas.

3.4.1.3.21 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se realiza un resumen de todos los resultados obtenidos de los análisis de cada uno de los puntos observados:

- Gastos pluviales de diseño de cada sub-cuenca
- Intensidad de lluvia para la zona del Proyecto
- Gastos pluviales a partir de la fórmula racional americana
- Capacidad de conducción de las vialidades
- Comparación de gastos pluviales contra las capacidades de conducción
- Obra de drenaje propuestas para el desalojo de los escurrimientos
- Capacidad de conducción del arroyo existente

3.4.1.4 DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA DE UN ESTUDIO HIDROLOGICO-HIDRAULICO ENTREGADO EN EL AÑO 2019

A continuación se muestra la manera en que se muestra organizado el contenido del estudio hidrológico-hidráulico para el proveedor del año 2019, del fraccionamiento Stanza Granada.

3.4.1.4.1 ANTECEDENTES

Se inicia el documento con el apartado de antecedentes donde se mencionan características geográficas de la ciudad donde se realiza el estudio, en este caso la ciudad de Culiacán, cantidad de población según el último censo, corrientes de agua que pasan por la ciudad y por último hace énfasis a la zona donde se localiza el predio, la intención de lo que se desea construir y en qué zona se desea..

3.4.1.4.2 OBJETIVO DEL ESTUDIO

Se deja claro el motivo de estudio el cual es por la necesidad de la construcción del conjunto habitacional en este caso “Stanza Granada” objeto de contar con un drenaje pluvial adecuado y funcional para evitar inundaciones y molestias a sus habitantes.

3.4.1.4.3 USOS DEL SUELO

La zona de proyecto está formada por lotes para uso habitacional principalmente, además de las áreas verdes y de donación, con un área total de 517,000 m² (51.7 ha).

3.4.1.4.4 ESTUDIO HIDROLOGICO

El estudio hidrológico consiste, en estimar las características fisiográficas de las cuencas y sub-cuencas de la zona en estudio, realizar el análisis de las características de la precipitación de la zona para obtener las intensidades de lluvia y calcular los gastos pluviales de diseño.

CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS DE LAS SUB-CUENCAS

Las características fisiográficas que se estiman son: las áreas de las subcuencas en estudio, la longitud y pendiente media de los escurrimientos principales de cada sub-cuenca y los coeficientes de escurrimiento correspondiente, se estiman de acuerdo a la información disponible y de todos los datos que se obtienen del reconocimiento de campo y del levantamiento topográfico.

ÁREAS DE LAS CUENCAS (A, B, C, Y D)

Se delimitaron las sub-cuencas de aportación pluvial, utilizando los planos de vialidades con rasantes de calles e información topográfica proporcionada por la empresa Viviendi del Pacifico S.A de C.V.

Para revisar las áreas de las cuencas del estudio del año 2019, es necesario revisar el anexo 4.

LONGITUD (L) Y PENDIENTE MEDIA (SC) DE LOS ESCURRIMIENTOS PRINCIPALES DE LAS SUB-CUENCAS

LONGITUD DE LOS ESCURRIMIENTOS PRINCIPALES (L)

La longitud de los escurrimientos principales de cada sub-cuenca, es la distancia desde el punto más alejado de la sub-cuenca hasta el punto de salida de la misma.

PENDIENTE MEDIA DE LOS ESCURRIMIENTOS PRINCIPALES (SC)

Las pendientes medias de los escurrimientos principales (sc), se hace utilizando la expresión de Taylor-Schwarz (springall, abril de 1970), de acuerdo con la siguiente fórmula.

$$s_c = \left[\frac{L}{\sum_{j=1}^N \frac{L_j}{\sqrt{s_{c_j}}}} \right]^2 \quad (5.0)$$

Pero por ser cuencas con áreas muy pequeñas el cálculo no es necesario por lo que se utiliza el mínimo recomendado para fraccionamientos habitacionales en zonas urbanas.

COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C) (MÉTODO RACIONAL)

Se puede determinar de las diversas tablas que existen en la literatura. Por lo que se presenta en la tabla 5.0 donde se presentan algunos valores que se recomiendan en el manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento de la CONAGUA.

Tabla 5.0 Coeficientes de escurrimiento

TIPO DE SUPERFICIE	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)
TECHOS IMPERMEABLES	0.75 – 0.95
PAVIMENTOS DE ASFALTO EN BUEN ESTADO	0.85 – 0.90
PAVIMENTOS EMPEDRADOS O DE ADOQUÍN JUNTEADOS CON CEMENTO	0.75 – 0.85
PAVIMENTOS DE TERRACERÍA	0.25 – 0.60
SUPERFICIE SIN PAVIMENTAR, COMO PATIOS DE FERROCARRIL Y TERRENOS SIN CONSTRUIR	0.10 – 0.30
PARQUES, JARDINES Y PRADOS, DEPENDIENDO DE LA SUPERFICIE, PENDIENTE Y CARACTERÍSTICAS DEL SUELO	0.05 – 0.25
ÁREAS BOSCOSAS, DEPENDIENDO DE LA PENDIENTE Y DEL TIPO DE SUELO	0.10 – 0.20
ÁREAS URBANAS DENSAMENTE POBLADAS	0.70 – 0.90
ÁREAS SEMIURBANAS	0.25 – 0.40
ÁREAS SUBURBANAS	0.10 – 0.30
CAMPOS DE JUEGO	0.20 - 0.35

COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO PARA LAS SUB-CUENCAS INTERNAS

Se consirera para este estudio el coeficiente (c), acordado en el estudio integral del 2006 elaborado por el IMPLAN, el valor de $C=0.86$.

3.4.1.4.5 CARACTERÍSTICAS DE LA PRECIPITACIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO

Las determinaciones de las características hidrológicas de una cuenca dependen de la información con que se cuente, pudiendo ser de dos tipos; características de la precipitación y características del escurrimiento.

Las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno, se determinan en función de los datos del registro de la estación pluviométrica “Culiacán” proporcionado por la comisión nacional del agua (CONAGUA), localizada cerca de la zona de proyecto.

ECUACIÓN DE BELL PARA EL REGISTRO DE LA ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA "CULIACÁN"

La estación pluviométrica "Culiacán", se localiza a un costado de la presa derivadora "Carlos Carvajal Zarazúa" la cual es la más cercana a la zona en estudio y cuenta con un registro de lluvias máximas diarias anuales de 62 años, registro el cual se puede revisar en el anexo 4.

El análisis que se hace para este registro, es utilizando el criterio propuesto por F. C. Bell el cual consiste en obtener a partir de los datos del registro, la llamada ecuación de Bell:

$$P_{TR}^t = (0.35 \ln Tr + 0.76) (0.54 t^{0.25} - 0.50) P_2^{60} \quad (5.1)$$

En la ecuación anterior, se tiene el termino P_2^{60} el cual es necesario evaluar para poder usarla.

CALCULO DE P_2^{60}

La lluvia de duración 60 minutos (una hora) y periodo de retorno 2 años, puede ser evaluada con la relación respecto a la lluvia máxima en 24 horas con igual periodo de retorno, es decir:

$$\frac{P_2^{60MIN}}{P_2^{24HRS}} = K \quad (5.2)$$

De donde se calcula:

$$P_2^{60MIN} = P_2^{24HRS} \cdot K \quad (5.3)$$

El valor de K, se puede estimar de acuerdo a los dos criterios siguientes:

A) CRITERIO DE D. M. HERSHFIELD

El valor de K, se estima utilizando el criterio de D. M. Hershfield que de acuerdo a sus estudios varía de 0.10 a 0.60 y se puede estimar para cada zona, para poder apreciar las consideraciones necesarias para considerar el valor de "k" es necesario revisar el anexo 4.

B) CRITERIO DE LA ORGANIZACIÓN METEOROLÓGICA MUNDIAL

Este criterio indica que el valor de K se puede obtener de acuerdo al número medio de días con lluvia por año, considerando días con lluvias mayor o igual a un milímetro de acuerdo a la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Valores K de acuerdo al criterio de la OMM

Número medio de días con lluvia por año	1	8	16	24
Valores de K	0.20	0.30	0.40	0.50

CÁLCULO DE P_2^{24HRS}

Para el cálculo de la precipitación máxima diaria de cualquier período de retorno. Se ajustan a una ecuación tipo:

$$P_{TR} = a + b(\log Tr) \quad (5.4)$$

Se realiza una tabla donde se calculan los siguientes parámetros para determinar la regresión lineal ($P_{maxdiaria}$, Tr , $\log Tr$, $\log Tr^2$, $P_{maxdiaria}^2$) y se realiza la sumatoria de todos los datos obtenidos para los 62 registros de la estación pluviométrica la cual se puede observar su cálculo en el anexo 4.

a) PERÍODO DE RETORNO Tr

El cálculo del periodo de retorno para una serie anual de máximos como es nuestro caso, se hace con la fórmula:

$$Tr = \frac{N+1}{M} \quad (5.5)$$

b). -Parámetros a y b

Los parámetros de ajuste de la ecuación de P_{TR} , se pueden evaluar como:

$$b = \frac{S_{xy}}{S_x^2} \quad \text{y} \quad a = Y - bX$$

Con los valores y parámetros anteriores y un periodo de retorno de 2 años se llega a la siguiente ecuación:

$$P_2^{24 hr} = 45.201 + 91.22 (\log 2) = 72.6625 \quad (5.6)$$

Además de lo anterior según estudios de hechos por L Weiss, el valor anterior se debe corregir por un intervalo fijo de observación, por lo que es necesario multiplicar los valores obtenidos por 1.13 para tener resultados más exactos.

Al tener los valores de K y P_2^{24} ya se puede estimar el parámetro P_2^{60MIN} al multiplicar los dos anteriores.

Al final se sustituyen todos los valores en la ecuación de Bell como se muestra a continuación:

$$P_{TR} = 45.201 + 91.22 (\log Tr) = 72.6625 \quad (5.7)$$

3.4.1.4.6 CONSTRUCCIÓN DE LAS CURVAS DE PRECIPITACIÓN – DURACIÓN – PERÍODO DE RETORNO (i – d – Tr)

Se muestra en la tabla 5.2 los resultados de las duraciones de lluvia e intensidades para cada periodo de retorno, obtenidas a partir de la ecuación de FC Bell:

Tabla 5.2 Valores de las curvas I-D-Tr

Período de retorno (Tr) (años)	Duración de lluvia en minutos						
	5	10	20	30	60	100	120
10	237.21	177.54	123.81	98.20	64.47	46.58	41.38
20	273.96	205.04	142.99	113.42	74.46	53.80	47.79
50	322.54	241.40	168.35	133.53	87.67	63.34	56.26
100	359.29	268.91	187.53	148.74	97.66	70.55	62.67
500	444.62	332.77	232.07	184.07	120.85	87.31	77.56
1000	481.37	360.28	251.25	199.28	130.84	94.53	83.97

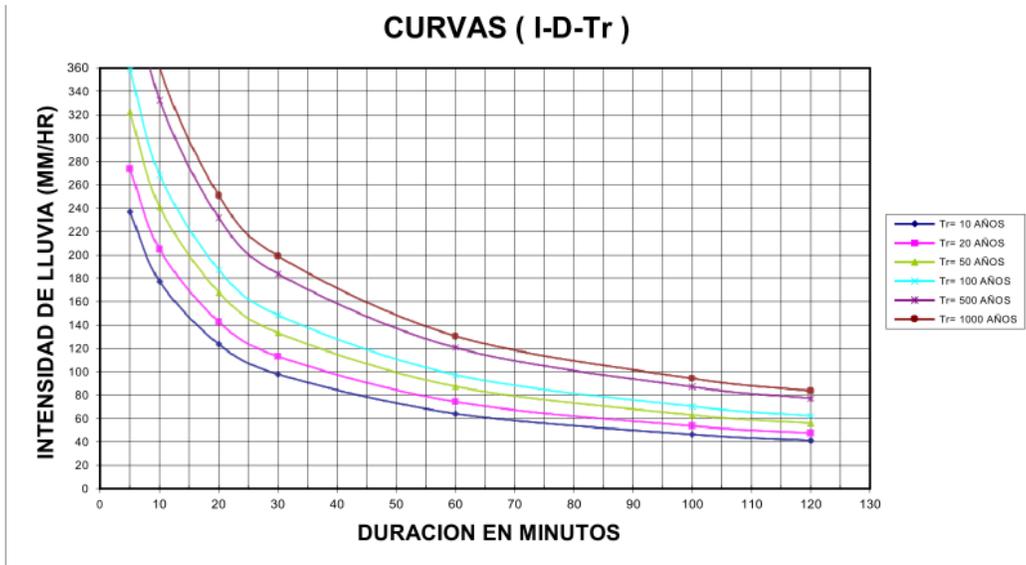


Figura 5.0 Curvas intensidad-duración-periodo de retorno

3.4.1.4.7 GASTOS PLUVIALES DE LAS SUB-CUENCAS EN ESTUDIO

Los gastos que se utilizan en el diseño de las obras de drenaje pluvial, se determinan de acuerdo con los periodos de retorno que se establecen conforme a las normas y recomendaciones de la CONAGUA.

3.4.1.4.8 PERIODO DE RETORNO (Tr)

En el Manual de Ingeniería de Ríos, Capítulo 3, "Estudio Hidrológico para Obras de Protección" de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) se recomienda, para drenaje de aguas pluviales, un periodo de retorno de 2 a 10 años. En nuestro caso, se tomará el período de retorno de 10 años.

3.4.1.4.9 GASTOS PLUVIALES DE LAS SUB-CUENCAS INTERNAS

El cálculo de los gastos pluviales que captan las sub-cuencas de este estudio, se hace utilizando la fórmula del Método Racional Americano cuya expresión es la siguiente.

$$Q = 2.778 C i a \quad (5.8)$$

3.4.1.4.10 INTENSIDAD DE LLUVIA (I)

Las intensidades de lluvia, se calculan utilizando la Ecuación de Bell obtenida anteriormente para los períodos de retornos (Tr) seleccionados y la duración de la lluvia (tc) estimada para las sub-cuencas en estudio.

3.4.1.4.11 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN DE LAS SUB-CUENCAS (tc)

El cálculo de la intensidad se realiza utilizando el tiempo de concentración mínimo de $t_c=20$ minutos, recomendado para sub-cuencas urbanas.

$$t_c = 0.0003245 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^2 \quad (5.9)$$

INTENSIDAD DE LLUVIA PARA LAS SUB-CUENCAS EN ESTUDIO (I)

Con los datos del periodo de retorno $Tr=10$ años y el tiempo de concentración mínimo de $t_c = 20$ min, en la Ecuación de Bell, se obtiene la precipitación y en base a esta la intensidad de la lluvia de diseño.

Se muestra en la tabla 5.3 los valores obtenidos para las condiciones mencionadas anteriormente.

Tabla 5.3 Intensidad de lluvia para la zona del proyecto

	Tiempo de concentración (tc) (min)	Período de retorno (Tr) (años)	Precipitación (P) (mm)	Intensidad (i) (mm/hr)
Zona de proyecto	20.00	10	41.27	123.81

3.4.1.4.12 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)

En nuestro caso, el coeficiente de escurrimiento se determinó anteriormente, resultando un coeficiente de escurrimiento ponderado de $C = 0.86$ el cual se utiliza para todas las sub-cuencas.

3.4.1.4.13 GASTOS PLUVIALES DE DISEÑO

Con los datos de intensidad (i), coeficiente de escurrimiento (c) y áreas (a) de cada sub-cuenca, en la Fórmula Racional Americana, se calcularon los gastos pluviales obteniéndose los resultados, para observar los cálculos y una figura de localización es necesario ver el anexo 4.

3.4.1.4.14 ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CONDUCCIÓN DE LAS VIALIDADES

En este capítulo, se analiza la capacidad de conducción de las vialidades del fraccionamiento Stanza Granada. En este caso, la capacidad de conducción se calcula en la salida de cada sub-cuenca y en los tramos de donde se juntan la mayor cantidad de escurrimientos.

3.4.1.4.15 DISEÑO DE LAS OBRAS DE DRENAJE PLUVIAL

Las obras de drenaje pluvial que se proponen para el desalojo adecuado de los escurrimientos de las sub-cuencas de aportación de este estudio son: una red de ductos y colectores con tubería de polietileno de alta densidad y las obras de captación que se requieren, en este caso, rejillas pluviales.

3.4.1.4.16 CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA RED DE LA INFRAESTRUCTURA

Basado en los resultados de los estudios hidrológicos y después de haber analizado las cuencas, y determinado los gastos se diseñarán las obras de infraestructura hidráulica, apegados a la normatividad de la CONAGUA y los lineamientos del Ayuntamiento de Culiacán.

3.4.1.4.17 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se realiza un resumen de todos los resultados obtenidos de los análisis de cada uno de los puntos observados:

- Gastos de diseño pluviales de cada una de las sub-cuencas.
- La intensidad de la lluvia para la zona de proyecto.
- Calculo de gastos pluviales.
- Se deberán respetar las pendientes de las vialidades, así como el bombeo de las calles con las que se calcularon los gastos de diseño, así como evitar que entre agua de cuencas externas al predio en estudio.

3.4.2 DEFINICIÓN DEL ALCANCE DE LOS ESTUDIOS HIDROLÓGICOS-HIDRÁULICOS A PRESENTAR

La definición de que temas se abordarán en los estudios hidrológicos-hidráulicos se presenta a manera de resumen en la siguiente tabla, donde se muestra para cada tema la formula o criterio sobre el cual se define el cálculo o solución.

Se presenta en dos partes, en primera instancia para el ámbito hidrológico, es decir, todos aquellos temas que involucran al cálculo hidrológico para definir ciertos parámetros y criterios en una segunda instancia para el ámbito hidráulico, en el cual en base a lo anterior se define aspectos del manejo y control del agua en los fraccionamientos.

Tabla 5.4 Temas definidos para los estudios hidrológicos-hidráulicos

TEMA	DEFINICIÓN
Introducción	Se menciona el lugar y datos característicos del lugar así como las intenciones del proyecto a realizar, confirmar que se encuentra dentro de las zonas pactadas como crecimiento de la ciudad, revisar el Plan Operativo de inundaciones de la ciudad para verificar que no se encuentre en zona de riesgo
Área de la cuenca	Se delimitaron las sub-cuencas de aportación pluvial, utilizando los planos de vialidades con rasantes de calles e información topográfica proporcionada del levantamiento topográfico realizado, de donde se obtuvieron directamente las áreas de cada sub-cuenca
Longitud del cauce principal	A partir de la información topográfica correspondiente se definió el cauce principal y su longitud de cada una de las sub-cuencas
Pendiente media del cauce principal	Formula de Taylor-Schwarz
Tiempo de concentración	Formula de Kirpich
Periodo de retorno	De la Gerencia de Aguas Superficiales de CONAGUA un periodo de retorno de 10 años
Coefficientes de escurrimiento	MAPAS Libro de Alcantarillado Pluvial
Obtención de la tormenta de diseño	Modelo lluvia-escurrimiento
Estación pluviométrica considerada	Estación Pluviométrica Culiacán DG015 Datos de 1956-2019 o Estación de la UAS C.U DG-25102
Análisis de las distribuciones de probabilidad	Analizar seis funciones de distribución de probabilidad Normal, LogNormal, Gumbel, Exponencial, Gamma, Doble Gumbel
Criterio de selección	Método del error cuadrático mínimo y método gráfico para mayor factor de seguridad
Criterios para K	Criterio de Hershfield y de la OMM
Corrección de la precipitación	Por intervalo fijo de observación 1.13 según L. Weiss
Construcción de curvas I-D-Tr	Se obtienen las curvas intensidad-duración-periodo de retorno (2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 y 100 años)
Gastos de diseño	Formula Racional, método de las envolventes e hidrograma unitario triangular
Factor de ajuste por magnitud de la cuenca	Factor de reducción por área
Periodo de retorno	10 años
Cálculo del gasto	Se analiza por tramos y se obtiene el gasto para cada una de las sub-cuencas

Tabla 5.5 Temas definidos para los estudios hidrológicos-hidráulicos

TEMA	DEFINICIÓN
Revisión de la capacidad de conducción de las vialidades	Con los gastos obtenidos del método racional y la información topográfica disponible se revisa la capacidad de conducción con la ecuación de Manning en distintos tramos para proponer infraestructura en caso de requerirse
Dimensionamiento de rejillas pluviales	$Q_D = \frac{C_D A_0 \sqrt{2gh}}{C}$
Simulación con HEC-RAS	<ol style="list-style-type: none"> 1. Datos de la geometría. 2. Datos del flujo permanente. 3. Generar un plan. 4. Revisión de resultados.
Gastos pluviales contra los gastos de conducción de las vialidades	Se revisa en la simulación hidráulica del Hec-Ras que las vialidades cumplan con las capacidades
Comparación del gasto de conducción del arroyo contra el gasto pluvial del proyecto	Se comparan los gastos obtenidos para ver si se cumple con la capacidad requerida
Conclusiones	Resumen de los resultados

3.5 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

3.5.1 DESARROLLO DEL MANUAL

3.5.1.1 INTRODUCCIÓN

En ese apartado se tiene que dejar muy en claro la intención del proyecto de construcción a realizar, en este caso es para fraccionamientos debido a que deben ser cuencas urbanas localizadas en la localidad de Culiacán, Rosales, en el municipio de Culiacán, Sinaloa.

Se debe mencionar las corrientes existentes alrededor del fraccionamiento que puedan impactar en el cálculo o desarrollo del estudio hidrológico-hidráulico.

Es importante identificar que el proyecto a realizarse se encuentra dentro del umbral de crecimiento pactado para el municipio de Culiacán, el cual está basado en un estudio

realizado por la Universidad Nacional Autónoma de México por medio de su facultad de Arquitectura en el año 2014 para el Instituto de Planeación Municipal, el cual se encuentra en la figura 6.28 dentro de este manual. Otro tema crucial, es verificar que también el proyecto a realizarse no se encuentre de las zonas de riesgo de inundación que menciona el documento Plan operativo de inundaciones para Culiacán, Sinaloa realizado por la CONAGUA, el cual en su punto 13.1 Relación de colonias de alto riesgo o susceptibles de inundación, menciona las zonas de la ciudad donde no es factible realizar proyectos de construcción por sus condiciones de riesgo.

Indicar la localización del proyecto donde se está realizando el estudio, en qué sector de la ciudad de Culiacán se encuentra, mencionar las colonias con las que tiene colindancia, al sur y norte, tanto como al oriente y poniente, así como los arroyos o cauces que pasen por el área del estudio.

Para la localización del proyecto es necesario anexar la ubicación del fraccionamiento donde se está realizando el estudio, esta imagen de la localización debe ser desde Google Earth, donde se pueda apreciar de manera correcta el área donde se realizará el estudio, además de las zonas colindantes, es necesario que el área del proyecto sea remarcada en su perímetro por una línea de color amarillo para que pueda observarse con facilidad, la figura donde se indique la localización será la figura 6.0.



Figura 6.0 Ejemplo de la ubicación de un fraccionamiento

3.5.1.2 ESTUDIO HIDROLÓGICO

Algunas de las cosas que debemos tener para la realización del estudio hidrológico son; realizar el levantamiento topográfico de la zona en estudio, tener los usos de suelo identificados de cada área del fraccionamiento, identificar la cuenca y dividirla en las sub-cuencas necesarias para realizar los cálculos de las aportaciones de cada una de ellas.

3.5.1.2.1 Características fisiográficas de las cuencas

Es necesario realizar el cálculo de algunas características fisiográficas de las cuencas, este caso se deben calcular los siguientes aspectos:

- Área de la cuenca
- Longitud del cauce principal
- Pendiente del cauce principal

3.5.1.2.2 Área de la cuenca

El área de la cuenca se define como como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas. Es la superficie del terreno que contribuye al escurrimiento.

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida. (Aparicio, 1989).

El parteaguas es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de las cuencas vecinas, el cual se limita a partir de las curvas de nivel de la carta topográfica que debe obtenerse del levantamiento topográfico de la zona en estudio. Otro aspecto a considerar es que debido al tipo de cuencas que se presentan en los estudios hidrológicos-hidráulicos que son para fraccionamientos en ocasiones pueden estar delimitadas por algún tipo de infraestructura del lugar, ya sea por canales, calles, muros, construcciones vecinas y cualquier otro tipo de obstáculo que defina la delimitación de cada una de las cuencas para analizar en el estudio.

Con toda la información disponible de la topografía del lugar, en trabajo de gabinete es necesario delimitar el parteaguas de la cuenca, a su vez pudiendo dividir la cuenca en sub-cuencas, esto en la cantidad de sub-cuencas que sea necesaria para analizar la zona de estudio de mejor manera.

Es necesario anexar una imagen de satélite o de algún modelo digital de elevación, el cual pudiera ser Google Earth, donde se indiquen todas las sub-cuencas a considerar en el estudio a realizar, cada una siendo delimitada por una línea de diferente color para poder diferenciarlas una de otra y enumerándolas como sub-cuenca1, sub-cuenca2, etcétera, esta imagen será la figura 6.1.

Al haber definido la cantidad de sub-cuencas a considerar se debe anexar una tabla con dos columnas, en la columna una identificando a que sub-cuenca se refiere y en una segunda columna el área de la cuenca en metros cuadrados, en la última fila se coloca la sumatoria de todas las áreas de las sub-cuencas consideradas, la tabla será enunciada como la tabla 6.0.

Tabla 6.0 Áreas correspondientes a cada una de las sub-cuencas

SUB-CUENCA	ÁREA (m ²)
Σ Área	



Figura 6.1 Ejemplo de las sub-cuencas del fraccionamiento en estudio

3.5.1.2.3 Longitud del cauce principal

La corriente principal de una cuenca es la corriente que pasa por la salida de la misma, toda cuenca tiene uno y solo un cauce principal.

La longitud del cauce principal es una característica que está asociada a la capacidad de desfogue de la cuenca, cuando se tiene una longitud del cauce corto se entiende que la cuenca será drenada con una mayor rapidez que con una longitud y un cauce más largo que el anterior.

La longitud del cauce principal se determina a partir de la información topográfica disponible que se obtiene a partir del levantamiento topográfico para la zona en estudio.

Se debe presentar una tabla de dos columnas, indicando la sub-cuenca a la que se está refiriendo y en la otra columna la longitud en metros del cauce principal de cada una de las sub-cuencas consideradas, será enunciada como la tabla 6.1.

Tabla 6.1 Longitudes correspondientes para cada una de las cuencas en estudio

SUB-CUENCA	LONGITUD (m)

3.5.1.2.4 Pendiente del cauce principal

La pendiente media del cauce principal al igual que la longitud es un parámetro importante en el tiempo que tarda el agua en transportarse desde el punto inicial de la cuenca, hasta el punto de salida de la misma. Una pendiente mayor indica un mayor desfogue y capacidad de respuesta de la cuenca, al contrario, cuando ocurre de manera viceversa.

La información que se necesita para el cálculo de la pendiente media del cauce principal es la longitud del cauce, el desnivel a partir de las elevaciones de los extremos que se obtienen del levantamiento topográfico.

Para calcular el pendiente promedio ponderada se aplica el criterio de Taylor y Schwarz, el cual se representa en la siguiente formula, (Aparicio, 1989):

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right] \quad (6.0)$$

Donde L es la longitud total del cauce principal l_1 y S_1 son la longitud y la pendiente respectivamente del tramo en cuestión, y m es el número de tramos en que se divide el cauce principal.

Se coloca una tabla con tres columnas, en la primera se identifica la sub-cuenca de la que se está hablando, en la segunda la longitud en metros del cauce principal de la sub-cuenca y en la última columna se coloca la pendiente media adimensional obtenida con la formula anterior de Taylor y Schwarz, la tabla será la 6.2.

Tabla 6.2 Pendiente del cauce principal para cada sub-cuenca en estudio

SUB-CUENCA	LONGITUD (m)	PENDIENTE(S)

3.5.1.2.5 Tiempo de concentración

El tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio se denomina tiempo de concentración y, equivale al tiempo que tarda el agua en pasar del punto más alejado hasta la salida de la cuenca (Aparicio, 1989).

Para estimar el tiempo de concentración a través de la superficie, se utiliza la ecuación propuesta por Kirpich, que se define como (Aparicio,1989):

$$T_c = 0.0003245 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \quad (6.1)$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del cauce principal en metros.

S = Pendiente media del cauce principal.

Cabe destacar que el tiempo de concentración mínimo en cuencas urbanas no debe ser menor a 10 minutos (Martínez, 2005).

Aplicando la formula anterior se calcula para cada sub-cuenca el tiempo de concentración, se toma como un mínimo de 10 minutos, es decir, aquellas que obtengan un valor menor de 10 minutos se optará por colocar 10 minutos, debido a que es el tiempo minino de concentración para cuencas urbanas.

Se agregará la tabla 6.3 donde se muestra que sub-cuenca se está analizando, la longitud de la sub-cuenca, su pendiente, el tiempo de concentración obtenido desde la fórmula de Kirpich para el cálculo de la pendiente media y el tiempo que se tomará para los cálculos.

Tabla 6.3 Tiempos de concentración para las sub-cuencas en estudio

SUB-CUENCA	LONGITUD (M)	PENDIENTE(S)	Tc(min)	Tcr(min)

3.5.1.2.6 Periodo de retorno

El periodo de retorno de una estructura se define como el tiempo o número de años en que la variable aleatoria puede ser igualada o excedida al menos una vez en ese mismo periodo de tiempo.

$$F(x) = P(X \leq x) \quad (6.2)$$

Es la probabilidad de que la variable aleatoria X tome un valor menor o igual que x de la ecuación 6.2, (Aparicio, 1989).

El periodo de retorno se estima dependiente de la importancia y del riesgo de la estructura hidráulica que se desea diseñar y construir.

Los valores que se deben considerar para los periodos de retornos deben de obtenerse de los valores que propone la Comisión Nacional del Agua por medio del Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS) en el manual de Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado, se debe anexar la tabla correspondiente que menciona los periodos de retorno para cada de las obras hidráulicas mencionadas, la cual se muestra a continuación la tabla 6.4 y debe ser la fuente para la obtención del valor del periodo de retorno a elegir. Dentro de la tabla 6.4 existe la descripción de zonas urbanas con poblados medianos entre 100 000 y 1 000 000 de habitantes, por lo que el valor a elegir del periodo de retorno es de entre 5 y 10 años.

Tabla 6.4 Periodos de retorno presentados en el Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento de la CONAGUA

Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial en zonas urbanas (Conagua, 1996)

Zonas urbanas	Tr(años)
Poblados pequeños con menos de 100 000 habitantes	2 – 5
Poblados medianos entre 100 000 y 1 000 000 de habitantes	5 – 10
Poblados grandes con más de 1 000 000 de habitantes	10 – 25

Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial por tipo de actividad económica (Adaptado de Department of Energy and Water Supply, 2013)

Tipo	Descripción	Tr (años)
Centro de negocios	Zonas donde el uso principal es para las actividades de venta al por menor o de negocios y donde los edificios son comúnmente construidos hasta los límites de la propiedad, los toldos sobresalen sobre la banqueta y el paisaje es mínimo o inexistente. Estas áreas de negocios a menudo se encuentran en las partes más antiguas de la ciudad o pueblo.	10
Áreas comerciales	Zonas donde los usos primarios incluyen las ventas al por menor, actividades comerciales, hoteles etc. Pueden incluir centros para exposiciones, restaurantes, clubes deportivos	10
Zonas industriales	Las áreas donde las actividades principales llevadas a cabo son la producción, el procesamiento de productos, instalaciones de almacenamiento, etcétera	2
Zonas urbanas con alta densidad	Áreas urbanas que tienen más de 20 viviendas por cada 10 000 m ² (hectárea), como edificios de departamentos, unidades habitacionales y zonas suburbanas altamente pobladas	10
Zonas urbanas de mediana densidad	Las áreas residenciales que tienen más de 5 y hasta 20 unidades de vivienda por cada 10 000 m ² (hectárea)	2
Zonas rurales	Áreas residenciales rurales que tienen entre 2 y 5 unidades de vivienda por cada 10 000 m ² (hectárea)	
Espacios abiertos	Las áreas abiertas utilizadas principalmente para la recreación, como parques, campos de golf, etcétera	1

Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial por tipo de infraestructura (Conagua, 1996)

Drenaje Pluvial Estructura	Tr (años)
Aeropuertos y estaciones de ferrocarril y de autobuses	10
Cunetas y contracunetas en caminos y carreteras	5
Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos locales que comunican poblados pequeños	10 a 25
Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos regionales que comunican poblados medianos	25 a 50
Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos primarios que comunican poblados grandes	50 a 100
Poblados pequeños con menos de 100 000 habitantes	2 a 5
Poblados medianos entre 100 000 y 1 000 000 de habitantes	5 a 10

3.5.1.2.7 Coeficiente de escurrimiento

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

El agua proveniente de la precipitación que llega hasta la superficie terrestre una vez que una parte ha sido interceptada y evaporada sigue diversos caminos hasta llegar a la salida de la cuenca.

Teóricamente varía de 0 a 1 y refleja la habilidad de la cuenca para convertir lluvia en escurrimiento. En realidad, la parte de la lluvia máxima que llega a la salida de la cuenca, depende básicamente del porcentaje de superficie impermeable, de su pendiente y de las características de la superficie ante el encharcamiento. Las superficies impermeables como los concretos y los pavimentos de asfalto, producirán cerca del 100 % de escurrimiento cuando están mojados, sin importar su pendiente. Otros factores que influyen en el C son la intensidad de la lluvia, el contenido de humedad del suelo, su grado de compactación, la proximidad del nivel freático, etc. (Campos, 2010).

Para la determinación del coeficiente de escurrimientos se utilizará por medio de las tablas que presenta el libro de Drenaje Pluvial Urbano del Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS) de la CONAGUA en su versión 2019.

Tabla 6.5 Valores del coeficiente de escurrimiento

Valores del coeficiente de escurrimiento para periodos de retorno de 5 a 10 años (Aparicio, 1989)

Tipo de área drenada	Coeficiente de escurrimiento	
	Mínimo	Máximo
Zonas comerciales:		
Zona comercial	0.75	0.95
Zonas mercantiles	0.70	0.90
Vecindarios	0.50	0.70
Zonas residenciales:		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
Zonas industriales:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios y parques	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios de ferrocarril y terrenos sin construir	0.20	0.40
Zonas urbanas	0.10	0.30
Calles:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas o empedradas, juntas con cemento	0.70	0.85
Adoquín sin juntar	0.50	0.70
Terracerías	0.25	0.60
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
Praderas		
Suelos arenosos planos (pendientes ≤ 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

Valores del coeficiente de escurrimiento para periodos de retorno de 2 a 100 años (Campos-Aranda, 2010)

Uso del terreno	Porcentaje de área impermeable	Periodos de retorno en años			
		2	5	10	100
Comercial	95.0	0.87	0.87	0.88	0.89
Alrededor de zonas comerciales	70.0	0.60	0.65	0.70	0.80
Residencial de familias individuales	50	0.40	0.45	0.50	0.60
Edificios de apartamentos (separados)	50.0	0.45	0.50	0.60	0.70
Edificios de apartamentos (juntos)	70.0	0.60	0.65	0.70	0.80

½ campo edificado o más	45.0	0.30	0.35	0.40	0.60
Apartamentos	70.0	0.65	0.70	0.70	0.80
Industrial (disperso)	80.0	0.71	0.72	0.76	0.82
Industrial denso	90.0	0.80	0.80	0.85	0.90
Parques y cementerios	7.0	0.10	0.25	0.35	0.65
Campos de juego	13.0	0.25	0.25	0.35	0.65
Escuelas	50.0	0.45	0.50	0.60	0.70
Patios de ferrocarril	20	0.40	0.45	0.50	0.60
Calles pavimentadas	100.0	0.87	0.88	0.90	0.93
Calles empedradas	40	0.15	0.25	0.35	0.65
Avenidas y paseos	96.0	0.87	0.87	0.88	0.89
Techo o azoteas	90	0.80	0.85	0.90	0.90
Césped en suelos arenosos	2.0	0.00	0.01	0.05	0.20
Césped en suelos arcillosos	2.0	0.05	0.10	0.20	0.40

Valores del coeficiente de escurrimiento para periodos de retorno de 2 a 500 años (Campos-Aranda, 2010)

Características de la superficie	Periodo de retorno en años						
	2	5	10	25	50	100	500
Urbanizada							
Superficie asfáltica.	0.73	0.77	0.88	0.86	0.9	0.95	1.00
Concreto y/o azoteas	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Áreas con pasto (el pasto cubre menos de 50 por ciento del área)							
Plano (0 al 2 por ciento)	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio (2 al 7 por ciento)	0.37	0.4	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Con pendiente (> 7 por ciento)	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Áreas con pasto (el pasto cubre del 50 al 75 por ciento del área)							
Plano (0 al 2 por ciento)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio (2 al 7 por ciento)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Con pendiente (> 7 por ciento)	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Áreas con pasto (el pasto cubre más del 75 por ciento del área)							
Plano (0 al 2 por ciento)	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio (2 al 7 por ciento)	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Con pendiente (> 7 por ciento)	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Rural - Terrenos de cultivo							
Plano (0 al 2 por ciento)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.46	0.57
Promedio (2 al 7 por ciento)	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Con pendiente (> 7 por ciento)	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61

Valores del coeficiente de escurrimiento para periodos de retorno de 2 a 500 años. (Campos-Aranda, 2010)

Características de la superficie	Periodo de retorno en años						
	2	5	10	25	50	100	500
Rural pastizales							
Plano (0 al 2 por ciento)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio (2 al 7 por ciento)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Con pendiente (> 7 por ciento)	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Rurales bosques y montes							
Plano (0 al 2 por ciento)	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio (2 al 7 por ciento)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56

Con pendiente (> 7 por ciento) 0.35 0.39 0.41 0.45 0.48 0.52 0.58

Al tener los datos para poder seleccionar un coeficiente de escurrimiento en función de las características del lugar se define que valores de C se usarán para el estudio.

3.5.1.2.8 Tormenta de diseño

En este punto es necesario determinar los gastos de diseño para los diferentes periodos de retorno.

Es necesario tener la serie de precipitación máxima de 24 horas para todos los años que se tengan registros para después con esos mismos datos poderlos ajustar a una función de distribución de probabilidad y de esa manera obtener la precipitación de diseño para diferentes periodos de retorno.

Con los resultados obtenidos se procede a aplicar un modelo lluvia-escurrimiento para calcular los gastos de diseño a utilizarse. Se menciona el método racional, el método de envolventes y el hidrograma unitario triangular.

3.5.1.2.9 Ajuste de frecuencias de las lluvias máximas anuales

La avenida de diseño se encuentra en función de periodo de retorno para el cual se diseña una obra, cuando se quiere obtener la magnitud de la avenida la mayoría de las veces los periodos de retorno de las obras con mucho riesgo son mayor que la cantidad de registros de precipitaciones o de los gastos máximos anuales de los que se tiene, por lo que es necesario realizar extrapolaciones en función de los datos del lugar donde se construirá la obra.

Es necesario ajustar las lluvias máximas diarias anuales a una función de distribución de probabilidad para tener un gasto de diseño más acercado a la realidad.

3.5.1.2.10 Selección de estación pluviométrica

Las obtenciones de los registros para determinar las lluvias máximas diarias anuales se pueden realizar de los datos recabados por la estación pluviométrica Culiacán proporcionada por la Comisión Nacional del Agua, que se localiza a un costado de la presa derivadora Ing. Carlos Carvajal Zarazúa (25015) en el municipio de Culiacán, prácticamente en el centro de la ciudad y los datos son para ajustarlos a localizaciones de fraccionamientos que se construirán en el municipio de Culiacán, otra opción es utilizar los datos recabados por la

estación pluviométrica (25102) de la escuela de Biología de la Universidad Autónoma de Sinaloa, que posee datos desde el año 2016 hasta la actualidad.

Se muestra en la tabla 6.6 y 6.7 los datos de la precipitación máxima diaria anual recabados de las estaciones que se menciona anteriormente, además en la figura 6.2 se indica la localización de la estación 25015, esta imagen obtenida desde Google Earth.

Tabla 6.6 Registros de las lluvias máximas diarias anuales para la ciudad de Culiacán (25015)

AÑO	PM 24HRS						
1956	42.00	1973	56.30	1990	83.50	2007	92.60
1957	51.70	1974	112.50	1991	80.00	2008	129.00
1958	89.50	1975	63.60	1992	60.00	2009	60.00
1959	51.30	1976	76.50	1993	93.00	2010	66.80
1960	64.80	1977	70.80	1994	75.00	2011	53.70
1961	58.70	1978	48.8	1995	68.00	2012	69.30
1962	60.10	1979	120.00	1996	134.00	2013	258.00
1963	96.00	1980	175.20	1997	53.00	2014	76.00
1964	48.60	1981	47.00	1998	45.50	2015	84.00
1965	70.80	1982	68.40	1999	60.00	2016	61.50
1966	109.70	1983	103.50	2000	55.50	2017	85.60
1967	98.30	1984	140.00	2001	56.00	2018	169.4
1968	66.00	1985	78.80	2002	117.50		
1969	49.50	1986	82.00	2003	81.00		
1970	88.00	1987	114.50	2004	152.20		
1971	120.00	1988	88.50	2005	44.50		
1972	86.00	1989	85.00	2006	113.50		

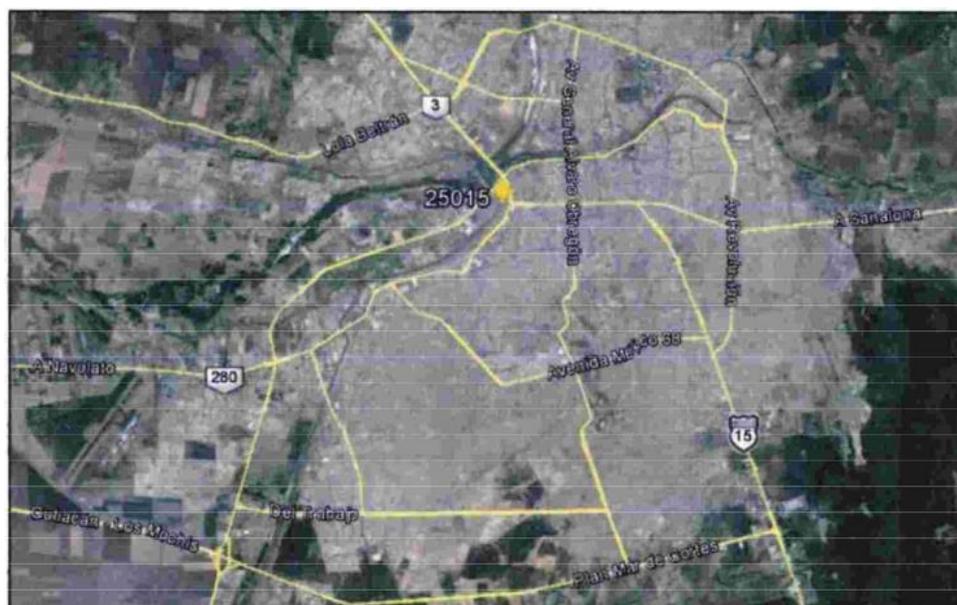


Figura 6.2 Localización de la estación climatológica Culiacán DGE-25015

Tabla 6.7 Registros de las lluvias máximas diarias anuales para la ciudad de Culiacán (25102)

AÑO	PM 24HRS								
2006	111.3	2009	77.4	2012	51.6	2015	80.3	2018	224.0
2007	82.1	2010	67.0	2013	90.0	2016	54.5	2019	84.0
2008	72.9	2011	59.5	2014	71.0	2017	55.4	2020	39.70

En función de los datos de la precipitación máxima diaria anual tabla 6.6 o de la 6.7 se debe realizar el análisis de frecuencias con las distribuciones de probabilidad siguientes:

- Exponencial
- Normal
- Lognormal
- Gamma
- Gumbel
- Doble Gumbel

Las distribuciones anteriores se mencionan en el capítulo 3.3.1 Funciones de distribución de probabilidad, en el Manual de Agua Potable y Alcantarillado de la CONAGUA en el libro 19 de Drenaje Pluvial Urbano y se muestran en la Tabla 3.6 Funciones de distribución de probabilidad para el ajuste con datos hidrológicos del mismo manual.

a) Exponencial

Con los datos de los registros de la estación pluviométrica seleccionada de la tabla 6.6 y 6.7 se debe obtener la ecuación de ajuste, que nos otorgue las alturas de precipitación “hp” (mm) en la distribución exponencial se expresa con la ecuación despejada:

$$hp = \alpha - \beta \ln\left(\frac{1}{Tr}\right) \quad (6.3)$$

Donde:

α = Parámetro de ajuste que es igual a $\bar{x} - \beta$

β = Parámetro de ajuste que es igual a S_x

Tr= Periodo de retorno en años

S_x = Desviación estándar en (mm)

\bar{x} = Media geométrica de los registros de las lluvias máximas diarias anuales

En la tabla 6.8 se debe de anexar los resultados obtenidos con la ecuación 6.3 de ajuste para la distribución exponencial y en la figura 6.3 anexar una gráfica donde se muestren los resultados obtenidos.

A continuación, se muestra la tabla 6.8 de los resultados.

Tabla 6.8 Resultados obtenidos para una distribución exponencial

No. Orden	Tr	hpi	hp	(hpi-hp) ²

Anexar Gráfica

Figura 6.3 Grafica de resultados para la estación pluviométrica seleccionada con una distribución exponencial

b) Distribución Normal o de Gauss

La altura de precipitación resulta del despeje de la ecuación de la distribución normal, por lo que se tiene que la altura de la precipitación hp es igual a:

$$hp = S_x z + \bar{x} \quad (6.4)$$

Donde:

S_x = Es la desviación estándar

\bar{x} = Es la media geométrica de los registros de las lluvias máximas diarias anuales

Z = Es el área bajo la curva Normal (ver Figura 6.5) el valor depende del periodo de retorno TR en años.

Es necesario definir en función de los datos registrados de la estación los valores que tomaran los valores de la ecuación 6.4 para encontrar la ecuación de ajuste para una distribución normal.

En la tabla 6.9 se debe de anexar los resultados obtenidos con la ecuación 6.4 de ajuste para la distribución Normal o de Gauss, además en la figura 6.4 anexar una gráfica donde se muestren los resultados obtenidos.

Tabla 6.9 Resultados obtenidos para una distribución Normal o de Gauss

No. Orden	Tr	h _{pi}	1-1/Tr	p	ABS (b - p)	Z	h _p	(h _{pi} -h _p) ²

Anexar grafica

Figura 6.4 Grafica de resultados para la estación pluviométrica seleccionada con una distribución Normal o de Gauss

Figura 6.5 Tabla de área bajo la curva para una distribución Normal o de Gauss

c) Distribución Lognormal

Para una distribución Lognormal la altura de precipitación hp se podrá calcular con la siguiente formula:

$$hp = e^{vLz + \omega L} + \alpha_L \quad (6.5)$$

Donde:

Z = Área bajo la curva normal en donde el valor depende del periodo de retorno Tr en años (Ver figura 6.5)

vL (adimensional), α_L y ωL (mm) son parámetros de ajuste que se obtienen a partir de las ecuaciones siguientes:

$$\alpha_L = \bar{x} - \frac{S_x}{\mu} \quad (6.6)$$

$$v_L = \sqrt{\ln \left[\frac{S_x^2}{(\bar{x} - \alpha_L)^2} + 1 \right]} \quad (6.7)$$

$$\omega_L = \ln(\bar{x} - \alpha_L) - 0.5v_L^2 \quad (6.8)$$

Se necesita realizar el cálculo de μ (adimensional) con la siguiente ecuación):

$$\mu = \left(\left(\sqrt{\left(\frac{\gamma}{2}\right)^2 + 1} \right) + 0.5\gamma \right)^{1/3} + \left(- \left(\sqrt{\left(\frac{\gamma}{2}\right)^2 + 1} \right) + 0.5\gamma \right)^{1/3} \quad (6.9)$$

Donde:

\bar{X} = Es la media aritmética (mm) de los registros de las lluvias máximas diarias anuales

S_x = Es la desviación estándar (mm) de los registros de las lluvias máximas diarias anuales

γ = Es el coeficiente de asimetría (adimensional) de los registros de las lluvias máximas diarias anuales

De igual manera que las anteriores en función de los datos de la estación seleccionada se tendrán los parámetros para usarlos en la ecuación 6.5 y realizar la tabla 6.10 que se muestra a continuación, además de la figura 6.6 donde se puede observar la gráfica.

Tabla 6.10 Resultados obtenidos para una distribución Lognormal

No. Orden	Tr	h _{pi}	1-1/Tr	p	ABS (b - p)	Z	h _p	(h _{pi} -h _p) ²

Anexar gráfica

Figura 6.6 Grafica de resultados para la estación pluviométrica seleccionada con una distribución Lognormal

d) Distribución Gamma

La ecuación para determinar la altura de la precipitación h_p por medio de una distribución Gamma es la siguiente:

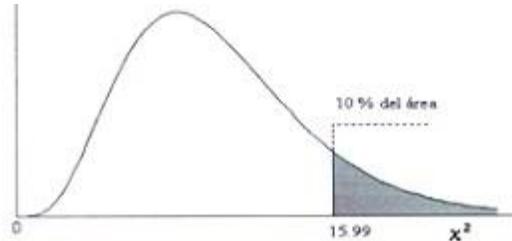
$$h_p = \beta \varphi + \delta \quad (6.10)$$

Donde:

β = Parámetro de ajuste (mm) que depende de α

Anexar gráfica

Figura 6.7 Grafica de resultados para la estación pluviométrica seleccionada con una distribución Chi Cuadrada



Ejemplo:
 Para $\phi = 10$ grados de libertad
 $P[\chi^2 > 15.99] = 0.10$

Grados de libertad

ϕ	alfa												ϕ	
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.9	0.75	0.5	0.25	0.1	0.05	0.025	0.01		0.005
1	3.93E-05	1.57E-04	9.82E-04	3.93E-03	1.58E-02	0.102	0.455	1.323	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88	1
2	1.00E-02	2.01E-02	5.06E-02	0.103	0.211	0.575	1.386	2.77	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60	2
3	7.17E-02	0.115	0.216	0.352	0.584	1.213	2.37	4.11	6.25	7.81	9.35	11.34	12.84	3
4	0.207	0.297	0.484	0.711	1.064	1.923	3.36	5.39	7.78	9.49	11.14	13.28	14.86	4
5	0.412	0.554	0.831	1.145	1.610	2.67	4.35	6.63	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75	5
6	0.676	0.872	1.237	1.635	2.20	3.45	5.35	7.84	10.64	12.59	14.45	16.81	18.55	6
7	0.989	1.239	1.690	2.17	2.83	4.25	6.35	9.04	12.02	14.07	16.01	18.48	20.3	7
8	1.344	1.647	2.18	2.73	3.49	5.07	7.34	10.22	13.36	15.51	17.53	20.1	22.0	8
9	1.735	2.09	2.70	3.33	4.17	5.90	8.34	11.39	14.68	16.92	19.02	21.7	23.6	9
10	2.16	2.56	3.25	3.94	4.87	6.74	9.34	12.55	15.99	18.31	20.5	23.2	25.2	10
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	7.58	10.34	13.70	17.28	19.68	21.9	24.7	26.8	11
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	8.44	11.34	14.85	18.55	21.0	23.3	26.2	28.3	12
13	3.57	4.11	5.01	5.89	7.04	9.30	12.34	15.98	19.81	22.4	24.7	27.7	29.8	13
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	10.17	13.34	17.12	21.1	23.7	26.1	29.1	31.3	14
15	4.60	5.23	6.26	7.26	8.55	11.04	14.34	18.25	22.3	25.0	27.5	30.6	32.8	15
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	11.91	15.34	19.37	23.5	26.3	28.8	32.0	34.3	16
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	12.79	16.34	20.5	24.8	27.6	30.2	33.4	35.7	17
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.86	13.68	17.34	21.6	26.0	28.9	31.5	34.8	37.2	18
19	6.84	7.63	8.91	10.12	11.65	14.56	18.34	22.7	27.2	30.1	32.9	36.2	38.6	19
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	15.45	19.34	23.8	28.4	31.4	34.2	37.6	40.0	20
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	16.34	20.3	24.9	29.6	32.7	35.5	38.9	41.4	21
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	17.24	21.3	26.0	30.8	33.9	36.8	40.3	42.8	22
23	9.26	10.20	11.69	13.09	14.85	18.14	22.3	27.1	32.0	35.2	38.1	41.6	44.2	23
24	9.89	10.86	12.40	13.85	15.66	19.04	23.3	28.2	33.2	36.4	39.4	43.0	45.6	24
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	19.94	24.3	29.3	34.4	37.7	40.6	44.3	46.9	25
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	20.8	25.3	30.4	35.6	38.9	41.9	45.6	48.3	26
27	11.81	12.88	14.57	16.15	18.11	21.7	26.3	31.5	36.7	40.1	43.2	47.0	49.6	27
28	12.46	13.56	15.31	16.93	18.94	22.7	27.3	32.6	37.9	41.3	44.5	48.3	51.0	28
29	13.12	14.26	16.05	17.71	19.77	23.6	28.3	33.7	39.1	42.6	45.7	49.6	52.3	29
30	13.79	14.95	16.79	18.49	20.6	24.5	29.3	34.8	40.3	43.8	47.0	50.9	53.7	30
40	20.7	22.2	24.4	26.5	29.1	33.7	39.3	45.6	51.8	55.8	59.3	63.7	66.8	40
50	28.0	29.7	32.4	34.8	37.7	42.9	49.3	56.3	63.2	67.5	71.4	76.2	79.5	50
60	35.5	37.5	40.5	43.2	46.5	52.3	59.3	67.0	74.4	79.1	83.3	88.4	92.0	60
70	43.3	45.4	48.8	51.7	55.3	61.7	69.3	77.6	85.5	90.5	95.0	100.4	104.2	70
80	51.2	53.5	57.2	60.4	64.3	71.1	79.3	88.1	96.6	101.9	106.6	112.3	116.3	80
90	59.2	61.8	65.6	69.1	73.3	80.6	89.3	98.6	107.6	113.1	118.1	124.1	128.3	90
100	67.3	70.1	74.2	77.9	82.4	90.1	99.3	109.1	118.5	124.3	129.6	135.8	140.2	100
Z_{α}	-2.58	-2.33	-1.96	-1.64	-1.28	-0.674	0.000	0.674	1.282	1.645	1.96	2.33	2.58	Z_{α}

Figura 6.8 Tabla de área bajo la curva para una distribución Chi Cuadrada

e) Distribución Gumbel

La ecuación para encontrar la altura de precipitación en una distribución Gumbel está dada por la siguiente expresión:

$$hp = \alpha - \beta \ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{Tr} \right) \right) \quad (6.14)$$

α = Parámetro de ajuste (mm)

β = Parámetro de ajuste (mm)

Tr= Periodo de retorno en años

Los parámetros de ajuste α y β se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$\beta = \frac{\sqrt{6}}{\pi} Sx \quad (6.15)$$

$$\alpha = x - 0.5772 \beta \quad (6.16)$$

Donde:

x = Media aritmética (mm)

Sx = Desviación estándar de los registros de las lluvias máximas diarias anuales

En función de los registros obtenidos de la estación pluviométrica seleccionada se obtiene los parámetros de ajuste para sustituirlos en la ecuación 6.14 y obtener la altura de precipitación mediante una distribución Gumbel.

A continuación, en la tabla 6.12 se muestra el orden de las columnas para representar los resultados obtenidos de los registros de la estación pluviométrica.

Tabla 6.12 Resultados obtenidos para una distribución Gumbel

No. Orden	Tr	hpi	hp	(hpi-hp) ²

Anexar gráfica

Figura 6.9 Grafica de resultados para la estación pluviométrica seleccionada con una distribución Gumbel

f) Distribución Doble Gumbel

La ecuación para encontrar la altura de precipitación en una distribución Doble Gumbel está dada por la siguiente expresión:

$$F(hp) = \rho e^{-e^{\left(\frac{\alpha_1 - hp}{\beta_1}\right)}} + (1 - \rho) e^{-e^{\left(\frac{\alpha_2 - hp}{\beta_2}\right)}} \quad (6.17)$$

Dónde:

$F(hp)$ = Es la función de hp

e = Base de los logaritmos naturales

hp = Altura de la precipitación (mm)

α_1 y β_1 = Parámetros correspondientes a la población no ciclónica (mm)

α_2 y β_2 = Parámetros correspondientes a la población ciclónica (mm)

Los cuatro parámetros anteriores se obtienen de manera similar que en la distribución de Gumbel, como se muestra a continuación:

$$\beta = \frac{\sqrt{6}}{\pi} Sx \quad (6.18)$$

$$\alpha = x - 0.5772 \beta \quad (6.19)$$

Donde:

x = Es la media de la media aritmética de los registros de las lluvias máximas diarias anuales (mm).

Sx =Es la desviación estándar de los registros de las lluvias máximas diarias anuales (mm).

De acuerdo a los datos obtenidos de los registros de la estación pluviométrica, α_1 y β_1 se obtienen con los datos de la población ciclónica, mientras que α_2 y β_2 se obtienen mediante los datos de la población no ciclónica.

ρ = Es la probabilidad de que, en un año cualquiera, el gasto máximo no sea producido por una tormenta ciclónica.

Esto se hace utilizando la información de los boletines meteorológicos; donde puede observarse con cierta claridad un salto brusco entre los valores de los gastos no ciclónicos a los ciclónicos.

$$\rho = \frac{n_{nc}}{n} \quad (6.20)$$

Donde:

n_{nc} = Número de años de registro en que el gasto máximo no se produjo por tormentas ciclónicas.

n = Número total de datos anuales de registro (o el total del número de años no ciclónicos más los ciclónicos)

$$n = n_1 + n_2 + 1 \quad (6.21)$$

Donde:

N_1 = Número de parámetros $F_1(X)$

N_2 =Número de parámetros $F_2(X)$

En función de los datos recabados de los boletines y de los datos de la estación pluviométrica sirven para obtener los parámetros ρ , α_1 , β_1 , α_2 y β_2 para después representar los valores obtenidos en la tabla 6.13 y la gráfica de los resultados obtenidos en la figura 6.10.

Tabla 6.13 Resultados obtenidos para una distribución Doble Gumbel

No. Orden	Tr	hpi	hpi ciclónicos	hpi no ciclónicos	1 -1 / Tr	F (x)	hp	(hpi -hp) ²

Anexar gráfica

Figura 6.10 Grafica de resultados para la estación pluviométrica seleccionada con una distribución Doble Gumbel

3.5.1.2.11 Método del error cuadrático mínimo para selección de la distribución de probabilidad

Consiste en calcular, para cada función de distribución, el error cuadrático mínimo (Aparicio, 1989), como se muestra en la siguiente expresión:

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n (hp_i - hp)^2} \quad (6.22)$$

Donde:

hp= Son los datos obtenidos con la función de distribución aplicada

hpi= Son los datos que se tienen medidos u observados

Al realizar el cálculo para cada una de las seis funciones de distribución mencionadas en los incisos anteriores la que obtenga el **menor valor** en el error cuadrático es la que se ajusta de mejor manera al conjunto de los datos.

De las operaciones realizadas en las tablas de la 6.8 a la 6.13 se tienen los errores cuadráticos para cada uno de los datos, al realizarse la suma para todos los datos se obtiene el valor del error cuadrático mínimo para cada una de las funciones de distribución, los valores se deben presentar como se presenta en la tabla 6.14.

Tabla 6.14 Error cuadrático para cada distribución de probabilidad revisada

Distribución de probabilidad	Σ de errores al cuadrado	Error cuadrático
Exponencial		
Normal		
Lognormal		
Gamma		
Gumbel		
Doble Gumbel		

3.5.1.2.12 Método gráfico para selección de la distribución de la probabilidad

Consiste simplemente en inspeccionar varias gráficas donde se hayan dibujado cada una de las diferentes funciones, junto con los puntos medidos u observaciones. La función de distribución de probabilidad que se seleccionará será la que se apegue visualmente mejor a los datos medidos. (Aparicio, 1989).

Este es un método con un alto grado de subjetividad y usado aisladamente, puede ser un tanto incierto. Sin embargo, es ilustrativo y debe ser usado en conjunto con otros métodos, es por ello que sirve como auxiliar al método del error cuadrático ya revisado anteriormente.

Es necesario sobreponer todas las curvas obtenidas de cada una de las funciones de distribución y los datos reales en una sola gráfica donde se comparen y se pueda apreciar el comportamiento de cada una de ellas, en la figura 6.11 se debe mostrar la gráfica obtenida para la estación seleccionada hasta un periodo de retorno de 1000 años.

Anexar gráfica

Figura 6.11 Comportamiento de cada una de las funciones de probabilidad de ajuste para la estación pluviométrica seleccionada

3.5.1.2.13 Selección de la función de distribución

Los dos métodos revisados anteriormente sirven para seleccionar la mejor función de distribución que se asemeje a los datos recopilados.

Del método del error cuadrático mínimo es necesario observar aquella distribución que resulten con el menor error cuadrático de la tabla 6.14, al tenerla identificada es necesario auxiliarse del método gráfico y el comportamiento de la función respecto a los datos reales en la figura 6.11 para los diferentes periodos de retorno graficados.

Si la función de distribución seleccionada cumple con ser la de menor error cuadrático, pero en el método gráfico para un periodo de retorno de 10 años se encuentra por debajo de la línea de los datos reales, es necesario evaluar la siguiente función de distribución con menor error cuadrático, hasta que la función de distribución cumpla con las dos condiciones anteriores se puede hacer la selección.

En este apartado se debe dejar claro que función es la que se está seleccionando para realizar los cálculos de los valores de la precipitación para diferentes periodos de retorno, la ecuación 6.23 es necesario dejarla en función ya de los parámetros obtenidos de la estación pluviométrica seleccionada.

$$\text{Ecuación de la función seleccionada} \quad (6.23)$$

3.5.1.2.14 Factor de corrección de la precipitación por intervalo fijo de observación

Cuando se realizan lecturas de precipitación en un único y fijo intervalo de observación, para cualquier duración comprendida entre una hora y 24 horas, es necesario hacer una corrección a dichos valores a través de un factor de corrección por intervalo fijo de observación, dicho factor representa un incremento del **13 por ciento** de los valores tomados en campo (World Meteorological Organization, 1973).

Este tipo de corrección se aplica a los registros de lluvia de las estaciones climatológicas debido a que los datos recabados se toman por lo general a las 8:00 horas de la mañana del día siguiente. Con tal corrección la lluvia representativa se convierte en la lluvia máxima de 24 horas de determinado periodo de retorno (Weiss y Wilson, 1958).

Es por ello que con la función de probabilidad seleccionada representada en la ecuación 6.23, es necesario calcular los valores de las precipitaciones para los periodos de retorno de 5, 10, 50 y 100 años, esto aún sin aplicar la corrección por precipitación, los datos calculados estarán representados en la tabla 6.15, como se muestra a continuación.

Tabla 6.15 Valor de la precipitación para la distribución seleccionada antes de aplicar el factor de corrección por intervalo fijo de observación

Datos	Periodo de retorno en años (Tr)			
	5	10	50	100
Precipitación (mm)				

Al tener los valores anteriores de la tabla 6.15 de los valores de la precipitación y alterarlos por el 13% de la corrección, obtenemos la tabla 6.16 que se muestra a continuación.

Tabla 6.16 Valor de la precipitación (mm) ajustado por el factor de corrección del 13%

Datos	Periodo de retorno en años (Tr)			
	5	10	50	100
Precipitación (mm)				

3.5.1.2.15 Construcción de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno

Debido a que los resultados obtenidos no son alturas de precipitación para diferentes duraciones, si no para 24 horas, el cálculo de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno se obtiene utilizando el criterio propuesto por (F.C. Bell, 1969) quien combino la relaciones duración-precipitación y los coeficientes frecuencia precipitación, en donde la relación general esta presentada mediante la siguiente expresión:

$$P_T^t = (0.35 \ln Tr + 0.76) (0.54 t^{0.25} - 0.50) P_2^{60} \quad (6.24)$$

Donde:

P_T^t = Precipitación para una duración de t minutos y un periodo de retorno de T en años, en (mm)

P_2^{60} = Precipitación para una duración de 60 minutos con un periodo de retorno de 2 años, en (mm)

t=Duración de la lluvia en minutos.

Es importante mencionar que esta ecuación solamente es válida para duraciones de lluvia que van desde 5 a 120 minutos y periodos de retorno de 2 a 100 años, (Campos Aranda, 2010).

Para encontrar el valor de P_2^{60} de la ecuación 6.24, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$P_2^{60} = K P_2^{24} \quad (6.25)$$

Donde:

P_2^{24} = Precipitación para una duración de 24 horas con un periodo de retorno de 2 años, en (mm)

K= Cociente de lluvia-duración que varía desde 0.1 a 0.6.

El cociente K puede determinarse por medio de dos formas que se muestran a continuación:

Por D. M. Hershfield (1962)

- El cociente es bajo (<0.40)

Donde la incidencia de tormentas convectivas o aguaceros es baja y las grandes lluvias proceden de tormentas no convectivas.

En el lado barlovento de las montañas, donde las lluvias comienzan primero y terminan después que en los valles y lado sotavento de las montañas.

Donde los procesos orográficos son la causa principal de las fuertes lluvias de invierno.

- El cociente es alto (>0.40)

En regiones de baja lluvia anual, donde el número de días con lluvia es pequeño.

En donde es bastante probable que la lluvia máxima anual en 24 horas provenga de una tormenta convectiva de verano, de duración sustancialmente menor a 24 horas. En regiones de alta incidencia de fuertes aguaceros, donde tanto la lluvia máxima anual en una hora, como la de 24 horas generalmente provienen de la misma tormenta.

Existe la siguiente forma, el cual es por medio de la Organización Meteorológica Mundial (OMM), que indica que el cociente entre la lluvia en una hora de periodo de retorno de 2 años, y la de 24 horas e igual frecuencia, se ha relacionado con la ocurrencia de tormentas mediante estudios que incluyeron un amplio rango de climas en el mundo, las relaciones encontradas se muestran en la tabla 6.17.

Tabla 6.17 Valor del cociente k de acuerdo a la Organización Meteorológica Mundial

No. Medio de días con lluvias por año	k
1	0.20
8	0.30
16	0.40
24	0.50

Para la ciudad de Culiacán, Sinaloa se tiene que el número medio de días con lluvias por año es mayor a 24 días, por lo que el valor de k se tomará como $k=0.55$.

Al tener los parámetros k y P_2^{24} que se obtiene de la distribución de probabilidad elegida de la ecuación 6.23, sustituyendo los valores para una lluvia de duración de 24 horas y periodo de retorno de 2 años, podemos encontrar el valor de P_2^{60} de la ecuación 6.25.

Con la ecuación de Bell 6.24, sustituyendo los valores para periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años, se obtienen los resultados de las intensidades de las lluvias para la ciudad de Culiacán, Sinaloa, se realizan las curvas para cada uno de los periodos de retorno mencionados anteriormente y se obtiene la gráfica intensidad-duración-periodo de retorno (I-D-Tr). En la tabla 6.18 se tienen las intensidades de lluvia para Culiacán, Sinaloa y en la figura 6.12 la gráfica de los resultados obtenidos.

Tabla 6.18 Intensidades de diseño para la ciudad de Culiacán, Sinaloa obtenidas de la ecuación de Bell.

Intensidad de las precipitaciones en (mm/hr) obtenidas de la Ecuación de Bell					
Duración de la lluvia (min)	Periodo de retorno en años				
	5	10	25	50	100
5					
10					
30					
40					
60					
90					
120					
240					
360					
480					
600					
720					
840					
960					
1080					
1200					
1320					
1440					

Anexar gráfica

Figura 6.12 Curvas de intensidad-duración-periodo de retorno para la ciudad de Culiacán, Sinaloa, obtenidas con la ecuación de Bell.

3.5.1.2.16 Gastos de diseño

La estimación de los gastos para el drenaje interno de las sub-cuencas urbanas a estudiar se determina mediante el método racional, el método de envolventes y el hidrograma unitario triangular.

3.5.1.2.17 Método Racional

El método racional es el más empleado en el cálculo del gasto pico en cuencas urbanas para la determinación del caudal se fundamenta en las siguientes hipótesis (Gómez, 2007): a) la intensidad de la precipitación es uniforme en el espacio y no varía en el tiempo; b) la duración de la precipitación que produce el caudal máximo dada una intensidad, es igual al tiempo de concentración; c) el tiempo de concentración es el tiempo que tarda toda el área de la cuenca en contribuir al escurrimiento mismo en que se produce el gasto pico; d) el coeficiente de escurrimiento se mantiene uniforme en el tiempo.

En general, el método Racional sólo es aplicable en cuencas pequeñas donde las variaciones espaciales de la lluvia son reducidas y donde los efectos del almacenamiento en los cauces son todavía despreciables. A este respecto, se han definido, por una parte, un tamaño máximo de 12.5 Km², (Campos Aranda, 2010).

Debido a la escasa información hidrológica de la cuenca y considerando sus características fisiográficas, se puede utilizar el método racional para calcular el gasto de diseño, el cual se describe mediante la siguiente expresión:

$$Q = 0.278 C i_{max} A \quad (6.26)$$

Donde:

Q= Gasto de diseño (m³/s)

C=Coeficiente de escurrimiento

i_{max}=Intensidad máxima (mm/hr)

A=Área de la cuenca (km²)

3.5.1.2.18 Método de envolventes

Existe una gran cantidad de fórmulas como la 6.26 pero las más usadas en México son las de Creager y Lowry, en este manual haremos énfasis en la formular de Lowry que se representa mediante la siguiente expresión:

$$q = \frac{C_L A_c}{(A_c + 259)^{0.85}} \quad (6.27)$$

Donde:

C_L = Coeficiente empírico

A_c = Área de la cuenca en Km^2

q = Gasto en m^3/s

La Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos ha calculado los valores de C_L para las diferentes regiones en que está dividida la república mexicana, donde el valor de C_L para Sinaloa es igual a 3290. (Aparicio, 1989).

3.5.1.2.19 Hidrograma unitario triangular

Mockus desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular (Aparicio, 1989), de la geometría del hidrograma unitario, se escribe el gasto de pico como:

$$q_p = \frac{0.555 A_c}{t_b} \quad (6.28)$$

Donde A_c = Área de la cuenca en Km^2 ; t_b = Tiempo base en horas y q_p =Gasto de pico en $m^3/s/mm$

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base y el tiempo de pico t_p se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67 t_p \quad (6.29)$$

A su vez, el tiempo de pico se expresa como:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad (6.30)$$

Donde d_e es la duración en exceso y t_r el tiempo de retraso, el cual se estima mediante el tiempo de concentración t_c :

$$t_r = 0.6t_c \quad (6.31)$$

Además, la duración en exceso con la que se tiene mayor gasto de pico, a falta de mejores datos, se puede calcular aproximadamente como:

$$d_e = 2\sqrt{t_c} \quad (6.32)$$

Para cuencas grandes, o bien de = tc para las pequeñas. Se obtiene:

$$q_p = \frac{0.208Ac}{t_p} \quad (6.33)$$

Donde:

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6t_c \quad (6.34)$$

3.5.1.2.20 Cálculo del caudal

Para realizar el cálculo del caudal se considera que todas las sub-cuencas están urbanizadas, para tener una mejor referencia de los puntos donde se está calculando el caudal y los tramos es necesarios realizar la siguiente identificación y numeración de nodos en las sub-cuencas que se tengan en el proyecto a realizar.

3.5.1.2.21 Identificación y selección de nodos en las sub-cuencas del proyecto

Es necesario presentar en la figura 6.13 un plano de la ubicación y numeración de todos los nodos a considerar en las sub-cuencas del proyecto, además de colocar en la tabla 6.19 la numeración de cada uno de los nodos considerados, así como sus características físicas, geométricas e hidrológicas para cada una de las sub-cuencas del fraccionamiento.

Tabla 6.19 Datos de los tramos analizados para cada una de las sub-cuencas en estudio del proyecto a realizar

Tramo	Nodo Inicial	Nodo Final	Cota Inicial (m)	Cota Final(m)	Longitud (m)	Área (m2)	Cpropio
1							
n							

Figura 6.13 Ubicación y numeración de los nodos para cada tramo del proyecto a revisar.

3.5.1.2.22 Cálculo del caudal para cada uno de los tramos del proyecto a realizarse

Es necesario realizar la tabla 6.20 donde se muestran los cálculos realizados para cada uno de los tramos con sus nodos revisados para obtener el gasto con un periodo de retorno de 10 años, los cálculos se realizan en base a los datos que se presentan en la tabla 6.19 y la información disponible de la figura 6.13.

Tabla 6.20 Cálculo del gasto de cada tramo para el proyecto a realizar con un periodo de retorno de 10 años.

Inicio	Fin	Longitud (m)	Área _{propia} (m ²)	C _{propio}	Pendiente (%)	Área _{acumulada} (m ²)	CiA _i _{acumulado}	C ponderado	S _{prom} (%)	T _c (min)	T _{CT} (min)	i (mm/h)	Q (m ³ /s)

Es necesario realizar el cálculo para todos los tramos existentes en el proyecto a revisar, de esta manera se logra obtener los gastos que se conducen por cada uno de ellos, basándose en la ecuación del método racional.

3.5.1.3 ESTUDIO HIDRÁULICO

El estudio hidráulico consiste en revisar la capacidad de conducción de las vialidades para poder compararla con los gastos obtenidos del estudio hidrológico para un periodo de retorno de 10 años, mostrado en el capítulo anterior, además de la infraestructura del drenaje pluvial que se encuentra dentro del proyecto a revisar.

Para realizar estos cálculos de una manera más eficiente se opta por usar el programa de computo HEC-RAS en su versión 5.07, donde podemos obtener resultados de manera rápida, sencilla y confiable.

Es necesario para el correcto funcionamiento del programa alimentarlo con los datos necesarios, como la información topográfica de los perfiles transversales separados por una distancia de manera lógica de acuerdo a los cambios de topografía, coeficientes de rugosidad de acuerdo a cada tramo de acuerdo a la observación en campo de las rugosidades presentadas, existen diversas tablas en la literatura que muestran coeficientes de rugosidad para los diferentes tipos de terreno y materiales.

3.5.1.3.1 Valores del coeficiente de rugosidad “n” de Manning

Para estimar los coeficientes de rugosidad se usan tablas, instrucciones e incluso fotografías con diferentes condiciones de un mismo cauce. Existen varios factores de rugosidad entre los que se encuentran principalmente, aspereza de la superficie de la conducción, presencia y tipo de vegetación, irregularidades y obstrucciones en la conducción, depositos de materiales, erosión, tamaño y forma de la conducción, material suspendido, transporte del fondo, entro algunos más.

A continuación de la tabla 6.21 a la 6.25 se presentan valores de “n” de Manning para diferentes tipos de material y condiciones presentadas, todos estos valores obtenidos del libro de Hidráulica de Canales Abiertos de Ven The Chow.

Tabla 6.21 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning del libro Ven The Chow

Tabla 5-6. Valores del coeficiente de rugosidad n
(las cifras en **negritas** son los valores generalmente recomendados para el diseño)

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

Tabla 6.22 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning del libro Ven The Chow

Tabla 5-6. Valores del coeficiente de rugosidad n (continuación)
(las cifras en **negritas** son los valores generalmente recomendados para el diseño)

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

Tabla 6.23 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning del libro Ven The Chow

Tabla 5-6. Valores del coeficiente de rugosidad n (continuación)
(las cifras en **negritas** son los valores generalmente recomendados para el diseño)

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

Tabla 6.24 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning del libro Ven The Chow

Tabla 5-6. Valores del coeficiente de rugosidad n (continuación)
 (las cifras en **negritas** son los valores generalmente recomendados para el diseño)

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

Tabla 6.25 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning del libro Ven The Chow

Descripción de la superficie	n
Canal revestido con placas de concreto con juntas de cemento lisas y una superficie muy lisa, terminada a mano con llana y con lechada de cemento sobre la superficie.	0.012
Canal de concreto vaciado por detrás de una plataforma móvil para nivelación y pulimento superficial	0.014
Zanja o cuneta, revestida en concreto, recta y uniforme, con fondo ligeramente curvo, lados y fondo recubiertos con un depósito rugoso, el cual incrementa el valor de n.	0.016
Revestimiento de concreto lanzado sin tratamiento para alisado, superficie cubierta por algas finas y fondo con dunas de arena arrastrada.	0.018
Canal de tierra excavado en marga arcillosa, con depósito de arenas limpias en el medio y lodo limoso cerca de los lados.	0.18
Recubrimiento de concreto hecho en un corte tosco en roca de lava, limpio, muy rugoso y excavado profundamente.	0.020
Canal de irrigación, recto, en arena suave muy densa.	0.020
Revoque o pañete de cemento aplicado directamente a la superficie tratada de un canal de tierra. Con malezas en los lugares dañados y arena suelta en el fondo.	0.022
Canal excavado en marga arcillosa y limosa. Lecho duro y resbaladizo.	0.024

3.5.1.3.2 Revisión de la capacidad de conducción de las vialidades

La capacidad de descarga de las cunetas depende de su forma, pendiente y rugosidad. La ecuación de Manning puede ser utilizada para calcular el gasto, pero el coeficiente de rugosidad debe modificarse en cierta forma para tomar en cuenta el efecto del escurrimiento lateral desde el centro de la calle.

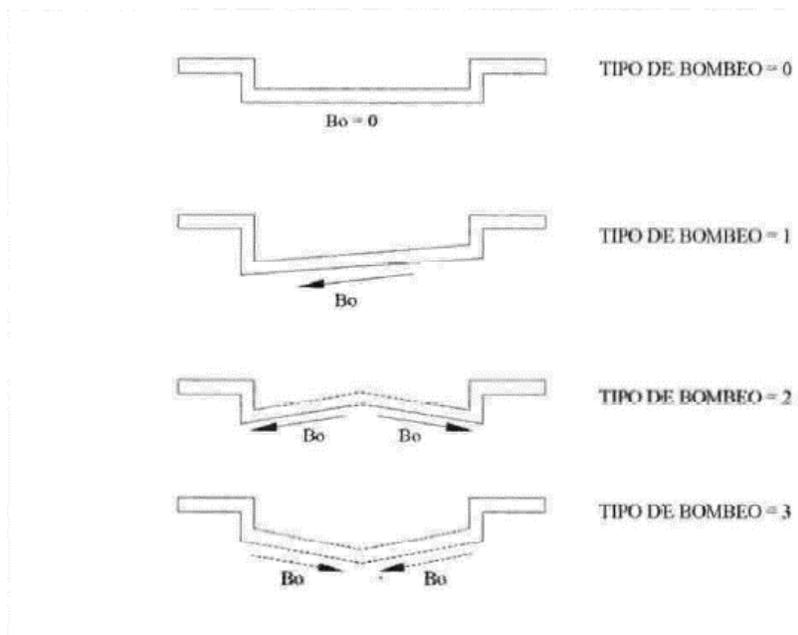
De los gastos obtenidos con el método racional para un periodo de retorno de 10 años, considerando las pendientes de cada uno de los tramos analizados con la información topográfica que entrega la empresa contratada para el levantamiento topográfico, se realiza la revisión hidráulica de la capacidad de conducción en distintos tramos de las vialidades del proyecto a realizar, con el objetivo de saber el comportamiento y poder proponer la infraestructura hidráulica necesaria en caso de que se requiera.

Se deben realizar algunas consideraciones de diseño para las vialidades que formaran parte del proyecto a realizarse, en la tabla 6.26 se pueden observar los parámetros de diseño considerados y los diferentes tipos de bombeo utilizados, en la figura 6.14 los diferentes esquemas de bombeo a realizarse.

Tabla 6.26 Parámetros de diseño y tipos de bombeo a considerar en el proyecto a revisar

Parámetros de diseño	
Tirante máximo	10 cm
Coefficiente de rugosidad	0.015 (Concreto hidráulico)
Velocidad máxima	1.5 m/s
Tipo de bombeo	
Sin bombeo	0
Bombeo hacia a un lado	1
Bombeo hacia ambos lados	2
Bombeo hacia el centro	3

Figura 6.14 Esquema de los diferentes tipos de bombeo presentados en el proyecto a revisarse



Es necesario presentar los resultados como se presenta en la tabla 6.27, donde se muestran los resultados de la capacidad hidráulica y los gastos de proyecto para cada uno de los tramos de la vialidad del proyecto a revisarse, esto para comparar los resultados y realizar las recomendaciones necesarios en función de los resultados obtenidos.

Tabla 6.27 Capacidad de conducción de las vialidades de las sub-cuencas en estudio del proyecto a revisar.

Tramo	Ancho	Tipo de bombeo	Bombeo (%)	d(m)	B(m)	A(m ²)	P (m)	R(m)	V(m/s)	Q _{CUENCA} (m ³ /s)	Q _{CALLE} (m ³ /s)	Observaciones
1												
n												

Donde:

S= Pendiente del fondo (%), P= Perímetro mojado (m), d= Tirante normal de agua (m), A= Área hidráulica (m²), R= Radio hidráulico (m), B= Ancho de superficie libre (m)

De la tabla 6.27 podemos obtener los resultados de los gastos en cada uno de los tramos, además de los tirantes que se van a presentar en cada una de las vialidades, es necesario analizar los resultados para que en función de ellos poder proponer estructuras de canalización sobre las vialidades, una estructura para captar y después conducir el flujo hacia una afluente de agua que exista cercana ya sea un dren, canal, o río, son las rejillas que se deben de proponer en función de los resultados obtenidos, de la topografía del lugar, de su geometría, entro otros aspectos a considerar.

Se debe tomar en cuenta las consideraciones del proyecto para definir qué tirantes son los máximos que se permiten en las vialidades del proyecto, por ejemplo, si se toma como un máximo tirantes de 20 centímetros de altura, es necesario revisar que todas las vialidades se encuentren por debajo de ese tirante, por lo que si alguna resulta con un tirante mayor que el considerado máximo es debido a que no tiene la capacidad para atender el gasto que está transportando y es necesaria la construcción de rejillas en esa vialidad.

3.5.1.3.3 Dimensionamiento de estructuras pluviales

Es necesario definir en función de los resultados obtenidos la localización de las rejillas pluviales a colocar, así como su dimensionamiento para no tener problemas de inundaciones y tener un correcto funcionamiento.

3.5.1.3.4 Dimensionamiento de rejillas pluviales

Se debe colocar en la figura 6.15 la localización en un plano de cada una de las rejillas pluviales a considerar en el proyecto, indicando su nomenclatura en cada una de ellas para referenciarlas en los cálculos que se realizaran para el proyecto. La nomenclatura propuesta es **RP-01, RP-02, RP-03**, dependiendo del número de rejillas consideradas.

En los siguientes puntos se mostrará el cálculo hidráulico y el dimensionamiento de las rejillas pluviales.

a) Cálculo del gasto de diseño de las rejillas

Mediante el estudio hidrológico realizado en el capítulo anterior se realizan los cálculos para determinar los gastos para cada una de las sub-cuencas del proyecto. Los gastos para las rejillas que se determina la cantidad en función de las características del proyecto se obtienen de la tabla 6.28, estos gastos obtenidos a partir de la tabla 6.19 del estudio hidrológico realizado.

b) Cálculo de la capacidad de las rejillas

El gasto para una rejilla se calcula con la ecuación de un orificio, el cual es mediante la siguiente expresión:

$$Q_D = \frac{C_d A_0 \sqrt{2gh}}{C} \quad (6.35)$$

Donde:

Q_D = Gasto de diseño (m^3/s)

C_d = Coeficiente de descarga

H = Tirante admisible sobre la rejilla

A_0 = Área neta de la rejilla (m^2)

C = Factor de reducción por obstrucción de basura

Para usar la ecuación 6.35 es necesario tener en consideración ciertos aspectos que nos propone el Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento de la CONAGUA en su libro de Drenaje Pluvial Urbano, nos recomienda un coeficiente de descarga $C_d = 0.67$, y un factor de reducción por obstrucción de basura $C=2$.

El criterio de diseño de las rejillas debe cumplir lo siguiente:

$$Q_D \geq Q_{DISEÑO} \quad (6.36)$$

Donde:

$Q_{DISEÑO}$ = Es el gasto que resulta del estudio hidrológico

Para el análisis realizado se deben de tomar en cuenta algunas especificaciones que se mencionan a continuación:

1. Largo y ancho de rejilla son medidas interiores del marco del ángulo.
2. Ancho del marco se mide de la cara interna del patín hasta la orilla del ángulo.
3. El tipo de rejilla y la separación entre soleras define el número de soleras.
4. Se omite el espesor del bastidor de solera por suponerse sobre las vigas.
5. Las dimensiones de la rejilla definen las medidas mínimas internas entre los muros que las soportan.
6. En caso de que se desee proponer refuerzos de solera ancha para las rejillas deberá revisarse y mantenerse el área efectiva que se consideró en este análisis.

En la tabla 6.28 se puede observar los cálculos de cada una de las rejillas propuestas para el proyecto a realizarse y se muestra el tirante máximo admisible a presentarse de acuerdo a la información del proyecto.

En la figura 6.15 se presenta un plano con la localización de las rejillas del proyecto.

Tabla 6.28 Dimensiones y tipos de rejillas del proyecto a revisar

Rejilla	Largo (m)	Ancho (m)	Tipo	Ancho del marco (m)	Espesor de las soleras (m)	Separación de las soleras (centro a centro)	Ancho de las vigas (m)	Área efectiva (m ²)	Tirante máximo admisible (m)	% de área efectiva (m ²)	Capacidad (m ³ /s)	Caudal a conducir (m ³ /s)
RP01												
....												
....												

Figura 6.15 Localización de las rejillas consideradas en el proyecto

3.5.1.3.5 Dimensionamiento de los conductos pluviales del proyecto a realizarse

En este tema es necesario definir las dimensiones de los conductos que se requieren en cada uno de los tramos del drenaje pluvial del proyecto a realizarse, estos cálculos deben ser realizados en base a los datos que aparecen en la tabla 6.28, donde se muestran algunas características de los tramos del drenaje pluvial a calcularse.

Tabla 6.29 Gastos de proyecto utilizados para obtener las dimensiones del drenaje pluvial

Tramo	Ubicación	Cadenamiento Inicial	Cadenamiento Final	Gasto (m ³ /s)	Longitud (m)

Se debe mostrar en la figura 6.16 el plano del trazo de los conductos pluviales dentro del proyecto donde se realizará, en función de los tramos resultantes dependiendo del proyecto es la cantidad de tablas de operaciones que se deben realizar, una tabla para cada tramo como se indica en la tabla 6.29, que es para calcular la dimensión de cada uno de los tramos, recalando que para cada uno de los tramos a calcular es necesario realizar una tabla para cada uno de ellos.

Figura 6.16 Plano de trazo del drenaje pluvial del fraccionamiento en estudio

A continuación, se presenta en la tabla 6.33 en la que se plasmará el resumen de los resultados hidráulicos obtenidos para cada uno de los tramos analizados, según sea el proyecto a revisarse.

Tabla 6.33 Características hidráulicas en cada tramo del proyecto

Tramo	Cad. Inicial	Cad. Final	Tipo de sección	Dimensión (m)	n	Pendiente (s)	Velocidad (m/s)	Gasto (m ³ /s)	Tirante (m)
XXX-XXX									
XXX-XXX									
XXX-XXX									

3.5.1.3.6 Simulación hidráulica

Se mostrará el procedimiento y resultados obtenidos de la simulación realizada para las condiciones geométricas e hidráulicas del proyecto a revisarse.

3.5.1.3.7 Simulación con HEC-RAS

En el Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento de la CONAGUA en su libro de Drenaje Pluvial Urbano se presenta la metodología general para la simulación de cualquier elemento a continuación, cualquier programa de cómputo se apega a este proceso, con pequeñas variaciones dependiendo de la cantidad de módulos disponibles.

- Crear un proyecto
- Definir datos geométricos
- Ingresar datos del flujo y condiciones de frontera
- Ejecutar cálculos hidráulicos
- Evaluación e impresión de resultados

En este caso los siguientes pasos son adoptados específicamente para el programa de HEC-RAS:

- Datos de la geometría
- Datos del flujo permanente
- Generar un plan
- Revisión de los resultados

Datos de la geometría

- Es necesario capturar un bosquejo del canal pluvial en el programa, es únicamente para representar en planta el cauce del proyecto, es necesario colocar en la figura 6.17 una imagen que indique el drenaje pluvial del fraccionamiento del proyecto a revisarse. Es importante mencionar que es solamente ilustrativo y no tiene influencia alguna en los cálculos que el programa realice.

Figura 6.17 Bosquejo de localización en el HEC-RAS del proyecto a revisarse.

- Capturar las secciones transversales en el programa. Se debe establecer una distancia entre cada una de las secciones para el drenaje pluvial, es a criterio la distancia, pero deben de considerarse aspectos del proyecto, como cambios bruscos en la sección a construirse, es por eso que se debe de conocer el proyecto para en cada punto donde sea necesario. Se debe capturar información de cada una de las secciones, la información a cargar se realiza iniciando del lado derecho de la sección hacia el lado izquierdo. La información que se carga para cada una de las secciones es la siguiente.
 - Se le asigna un nombre a cada una de las secciones
 - Se define el hombro izquierdo y hombro derecho del cauce principal.
 - Longitudes entre cada una de las secciones transversales.
 - Coeficientes de rugosidad para cada sección del canal. Los valores se pueden obtener de las tablas 6.21 a 6.25.
 - Coeficientes de contracción y expansión.
 - Ubicación de diques en las secciones que lo necesite.

Datos del flujo permanente

Los resultados obtenidos del estudio hidrológico realizado en capítulos anteriores son añadidos al programa HEC-RAS para que calcule el perfil del flujo correspondiente al gasto de diseño, además se tomaron algunas consideraciones que se mencionan a continuación.

- El programa elige como gasto al especificado aguas arriba a la entrada aguas arriba en todas las secciones aguas abajo hasta que exista un cambio de gasto.
- Es necesario definir las condiciones de frontera aguas arriba para simular flujo supercrítico y aguas abajo para simular flujo supercrítico o ambas para la simulación de flujo mixto.
- Las condiciones de frontera se pueden definir iguales para todos los tramos o diferentes para cada uno de ellos.
- A continuación, se describen las condiciones de frontera disponibles en el HEC-RAS.
 - 1.- Nivel de agua conocido, que corresponde al gasto especificado en la frontera.
 - 2.- Tirante crítico, que corresponde al gasto especificado en la frontera y la pendiente de fricción calculada por el usuario.
 - 4.- Curva elevaciones-gastos.

A continuación, en las figuras 6.18 y 6.19 se debe mostrar los datos que se ingresaron en el flujo permanente para la simulación hidráulica y las condiciones de frontera utilizadas para cada simulado.

Figura 6.18 Datos de los gastos del canal pluvial del proyecto a revisarse

Figura 6.19 Condiciones de frontera del drenaje pluvial a revisar

Generar un plan

Al haber terminado de seleccionar la geometría y los datos del flujo permanente que en los pasos anteriores se cargaron, la información se graba en un plan, se selecciona de manera adecuada el tipo de flujo a simular y se oprime COMPUTE.

Las condiciones que se presentan del drenaje en el proyecto a revisar deben de seleccionarse en el tipo de flujo, se selecciona un flujo mixto para la simulación a realizar. En la figura 6.20 se muestran los datos como están cargados.

El régimen de flujo está definido por la combinación del efecto de gravedad y del efecto de viscosidad en el agua. Existen cuatro regímenes de flujo en los canales abiertos dependiendo del número de Froude. El cual está dado por la siguiente expresión:

$$F_R = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (6.37)$$

Donde:

F_R = Número de Froude

v = Velocidad media del flujo

g = Aceleración de la gravedad

h = Tirante del flujo

Si el Número de Froude es mayor a la unidad ($F > 1$), el flujo se denomina supercrítico.

Si el Número de Froude es menor a la unidad ($F < 1$), el flujo se denomina subcrítico.

Si el Número de Froude es igual a la unidad ($F = 1$), el flujo se denomina crítico. (Ven The Chow, 1982).

Cuando se considera un regimen mixto de acuerdo con la definición de flujo subcritico, critico y supercritico se considera que el agua que recorre en la simulación pudiera adoptar cualquiera de las condiciones anteriormente presentadas debido a sus cambios de pendiente y áreas en el proyecto.

Figura 6.20 Selección del tipo del tipo de flujo para la simulación a realizar

Revisión de los resultados

Después de realizar el cálculo, el procedimiento para revisar los resultados es el siguiente:

1. Revisar las secciones del canal pluvial.
2. Tablas del resumen de perfiles del canal pluvial.
3. Perfiles de superficie de agua del canal pluvial.

Es necesario mostrar los resultados del HEC-RAS del funcionamiento hidráulico para cada uno de los tramos del drenaje pluvial analizados en el proyecto a revisarse.

Resultados del drenaje pluvial para un periodo de retorno de 10 años.

Del tramo xxx al tramo xxx.

Figura 6.21 Resultados del drenaje pluvial para un periodo de retorno de 10 años

Del tramo xxx al tramo xxx.

Figura 6.22 Resultados del drenaje pluvial para un periodo de retorno de 10 años

Del tramo xxx al tramo xxx

Figura 6.23 Resultados del drenaje pluvial para un periodo de retorno de 10 años

Se muestra el resumen de los resultados en la tabla 6.34 de cada una de las secciones del drenaje pluvial para las condiciones del proyecto a realizarse y un periodo de retorno de 10 años.

Tabla 6.34 Características para cada uno de los cadenamientos en los tramos del drenaje pluvial

Cadenamiento	Gasto (m ³ /s)	Elevación rasante	Elevación de tirante	Tirante (m)	Pendiente (m/m)	Velocidad (m/s)	Área (m ²)	Perímetro mojado (m)	No. De Froude	Elevación del bordo	
										Derecho	Izquierdo
Tramo xxxx al xxxx											
Tramo xxxx al xxxx											
Tramo xxxx al xxxx											

En las figuras 6.24, 6.25 y 6.26 se muestran los perfiles de flujo del drenaje pluvial para todas las condiciones del proyecto a realizarse y un periodo de retorno de 10 años, las líneas que se muestran es el tirante de flujo, la línea de energía y la plantilla.

Figura 6.24 Perfil del flujo del tramo xxxx al xxxx

Figura 6.25 Perfil del flujo del tramo xxxx al xxxx

Figura 6.26 Perfil del flujo del tramo xxxx al xxxx

3.5.1.4 DIFERENCIACIÓN DE MÉTODOS PARA CUENCAS URBANAS CON RESPECTO A LAS RURALES

La modelación de crecientes tiene cierta semejanza hidrológica entre cuencas rurales y urbanas, por ejemplo, hay similitud en el ciclo hidrológico y en que ambas se dividen en subcuencas, cuyas características hidrológicas e hidráulicas son homogéneas y están conectadas por cauces o por conductos. Sin embargo, sus diferencias son sustanciales en los tres aspectos siguientes: (1) En sus dimensiones. Las cuencas rurales generalmente tienen áreas de varios kilómetros cuadrados y pueden llegar a cientos de miles de km^2 ; en cambio las cuencas urbanas son de varias hectáreas y difícilmente llegan a decenas de km^2 . (2) Asociado con el tamaño, el tiempo de respuesta de las cuencas rurales a una tormenta es de varias horas y hasta días; en cambio en las cuencas urbanas es de minutos y a lo máximo horas. (3) Las trayectorias de flujo. En las cuencas rurales las pendientes y los cauces definen el patrón de escurrimiento, en cambio, en las cuencas urbanas el modelo natural es modificado por calles, muros y otros obstáculos, incluso puede cambiar debido a los sistemas de alcantarillado y las obras de encauzamiento o rectificación de los cauces naturales (Campos Aranda, 2010).

La estimación de crecientes y los procedimientos a realizar pueden asemejarse para cuencas urbanas y cuencas rurales, pero tienen sus detalles y características independientes que las distinguen unas de las otras.

En cuencas rurales para la estimación de crecientes son necesarias las estimaciones preliminares que están en función de los datos con los que se tienen de la cuenca los cuales deben ser confiables. Es necesario identificar las características físicas de la cuenca, como el por ejemplo el área de la cuenca, pendiente del cauce principal, entre otros, para después determinar el tiempo de concentración que como se menciona en párrafos anteriores es muy diferente al de cuencas urbanizadas en la duración por la misma naturaleza de los tipos de cuenca.

De manera seguida se procede a la estimación del número N de la cuenca el cual está en función de diversos factores y características físicas de la cuenca, para al final por medio de algunos métodos presentados se estimen las crecientes, algunos métodos aplicables son el método de Bell, el método de Chow, el TR-55, el método del hidrograma unitario triangular de igual manera la construcción de hidrogramas sintéticos.

Por otra parte, la estimación de crecientes en cuencas urbanizadas se procede con la determinación del número N de la cuenca, para proceder a definir el tiempo de concentración que de igual manera es muy diferente en cuencas urbanas a las rurales, ya que depende de las características de la cuenca en este caso más adaptadas por el ser humano para su beneficio.

Se usa el método racional para estimar el gasto, el cual se encuentra en función del área de la cuenca, del coeficiente de escurrimiento y por último de la intensidad de lluvia. Para determinar la intensidad de lluvia es necesario determinar las gráficas de intensidad-duración-periodo de retorno. A su vez es posible estimar la creciente por medio de otro método como el del hidrograma unitario.

3.5.1.5 CAMBIO DE VOCACIÓN DE SUELOS AGRICOLAS A ZONAS URBANAS Y ALGUNAS RESTRICCIONES

Toda cuenca urbana ha sido en algún momento de la historia una cuenca rural, con lo cual puede considerarse a las cuencas urbanas como el efecto de una continua perturbación debido al impacto sobre el medio ambiente natural provocado por los procesos dinámicos de urbanización llevados a cabo por el hombre. Las modificaciones fundamentalmente se manifestaron y manifiestan en cambios en la superficie de la cuenca y las vías de escurrimiento natural del flujo.

La impermeabilización de parte de la superficie de la cuenca implica reducción en áreas de infiltración con lo que aumenta el escurrimiento superficial y se reduce la infiltración, percolación, el escurrimiento sub-superficial y subterráneo. Todas las acciones de suavizamiento de la superficie como pavimentaciones, nivelaciones, etc. (implicando una disminución importante de la resistencia al flujo) y las redes artificiales de drenaje aceleran el flujo, pudiendo en casos existir la alternativa de retardo y amortiguamiento debido a terraplenes de defensa, rutas, embalses de retención.

Las redes de desagües rurales se convierten en redes de conductos subterráneos, canales artificiales, pudiendo quedar también ciertos cursos naturales. Las condiciones de borde de la cuenca y las sub-cuencas incluidas pueden ser alteradas en forma importante.

El escurrimiento en regiones urbanas por lo general se conforma por dos componentes que, si bien están interconectados, su funcionamiento es bien diferenciado. Uno de los

componentes es el escurrimiento superficial que ocurre en techos, veredas, parques, calzadas, zanjas, cunetas, áreas impermeables, etc., que puede fluir hacia las obras de captación del sistema de conductos, hacia sistemas de drenajes abiertos (canales urbanos) o fluir directamente hacia el cuerpo receptor. El segundo componente es el que transporta el agua captada del sistema superficial por medio de obras de captación (sumideros, captaciones de zanjas, etc.) denominado sistema de conductos de drenaje. Este sistema drena en general hacia el cuerpo receptor, pudiendo presentarse casos de afluencia a sistemas de drenajes abiertos. Los sistemas de conductos en general se han diseñado con una capacidad de conducción que permita el drenaje del escurrimiento directo de lluvias (en algunos casos crecidas) de 2 a 10 años de período medio de retorno, sin producir inundación en el sistema superficial. Para los eventos de recurrencias superiores a la de diseño, la red artificial drenará una parte y será superada, en tanto que la mayor parte del escurrimiento drenará por el sistema superficial (calles y sistemas de drenajes abiertos).

Este excedente causará inundaciones y la tendencia del movimiento del flujo será la de escurrir por las antiguas vías naturales, si la topografía no fue sustancialmente modificada.

La concentración del flujo crece en la medida que la urbanización se desarrolla. Así mismo, la velocidad de escurrimiento también aumenta, esta aligeración limita la atenuación de flujo y lleva a las cuencas a ser más sensibles a tormentas intensas de corta duración.

El balance de agua a nivel de cuenca también sufre alteraciones con los procesos de urbanización. Gran parte del agua que conforma la provisión de agua potable a los habitantes es transferida a los sistemas de drenaje. Actividades tales como regados de parques, jardines, etc. lagos artificiales, pueden alterar las condiciones de humedad del suelo, y por otro lado en grandes sectores impermeabilizados se suprime la infiltración natural y la recarga de los acuíferos, estos mecanismos alterados provocan cambios en los niveles de los acuíferos. Se ha observado en el caso de cursos de agua que atraviesan zonas urbanas un aumento del caudal base a partir de procesos de urbanización, a pesar de la baja de infiltración por impermeabilización de la superficie. Este aumento de flujo base conjuntamente con el incremento de la carga de sedimentos del escurrimiento, originado en las construcciones de obras, provocan cambios geomorfológicos en los cursos de agua aguas abajo de áreas urbanizadas en corrientes naturales pueden sucederse socavación de márgenes, erosiones

generalizadas y procesos de sedimentación. La calidad del escurrimiento especialmente en los cuerpos receptores también sufrirá desmejoras, debido al incremento de nutrientes, contaminación fecal y la introducción de contaminantes como metales pesados, hidrocarburos, herbicidas y pesticidas.

En lo concerniente a la cuantificación de las más importantes alteraciones producidas sobre los procesos hidrológicos se ha corroborado en distintas cuencas experimentales que el incremento del caudal pico puede superar las 50 veces y el volumen de escorrentía las 33 veces. El cambio es mayor para tormentas de baja intensidad. Esto se explica que en las cuencas rurales en lluvias de baja intensidad gran parte del agua precipitada se pierde en las pérdidas iniciales y la infiltración y el escurrimiento solo ocurre cuando estas demandas son excedidas por la lluvia, en tanto que en cuencas urbanas con gran área impermeabilizada existe escurrimiento en todas las lluvias, con lo que el incremento relativo en caudal es elevado. En tormentas de larga duración, en las que toda la superficie permeable de la cuenca llega a un estado de humedad elevada el caudal es bastante similar entre el producido en superficies permeables y el correspondiente a superficie impermeables. Dado que las pérdidas (intercepción, almacenamiento superficial, infiltración) decrecen a medida que la superficie de la cuenca se impermeabiliza, y que un gran margen de incertidumbre tiene que ver precisamente con la evaluación de esas pérdidas es esperable en superficies impermeables una respuesta más predecible que desde superficies permeables, por lo que también en los modelos, en teoría, se incrementaría la confiabilidad de los resultados a medida que crece el porcentaje de superficie impermeable.

Un ejemplo fácil de observar es cuando los canales agrícolas se empiezan a usar como canales en cuencas ya urbanizadas, en un principio estos son diseñados para un periodo de retorno de 5 años, mientras que las estructuras para cuencas urbanas es un periodo de retorno de 10 años, además es necesario modificar su revestimiento ya que no son destinados para el mismo uso, es necesario en ocasiones determinar la capacidad y saber si es necesario un cambio en su sección transversal, además de la pendientes que estos puedan tener.

Otro aspecto importante muy recurrente en el municipio de Culiacán es el de los caminos que son de mantenimiento para obras hidráulicas son usados como vías de comunicación para tráfico normal de la ciudad, cuando estas deberían ser exclusivamente para trabajos de

mantenimiento, es importante tomar en cuenta que en caso de permitir la urbanización de zonas es necesario que se realicen los trabajos necesarios para que estas vías de comunicación se usen exclusivamente para los fines que son destinados.

3.5.1.6 CONCLUSIONES

Es necesario colocar en la figura 6.27 el trazo del drenaje pluvial y la ubicación de las rejillas pluviales del fraccionamiento del proyecto a realizar.

Figura 6.27 Trazo del drenaje pluvial y la ubicación de las rejillas pluviales del fraccionamiento del proyecto a realizar

Es necesario definir los tirantes máximos presentados y las velocidades de diseño calculadas, todo esto para un periodo de retorno de 10 años.

Complementar con la tabla de los resultados de cada uno de los tramos analizados, en donde se revisó su en función de su geometría sus resultados hidráulicos.

Tabla 6.35 Funcionamiento hidráulico en cada tramo

Tramo	Cadenamiento Inicial	Cadenamiento Final	Tipo de sección	Dimensión (m)	n	Pendiente (s)	Velocidad (m/s)	Gasto (m ³ /s)	Tirante (m)
XXX-XXX									
XXX-XXX									
XXX-XXX									

Al final se emiten las consideraciones que sean importante a tomar en cuenta en el proyecto a realizarse del fraccionamiento, ya sea aspectos hidrológicos o hidráulicos que impacten en la realización del proyecto.

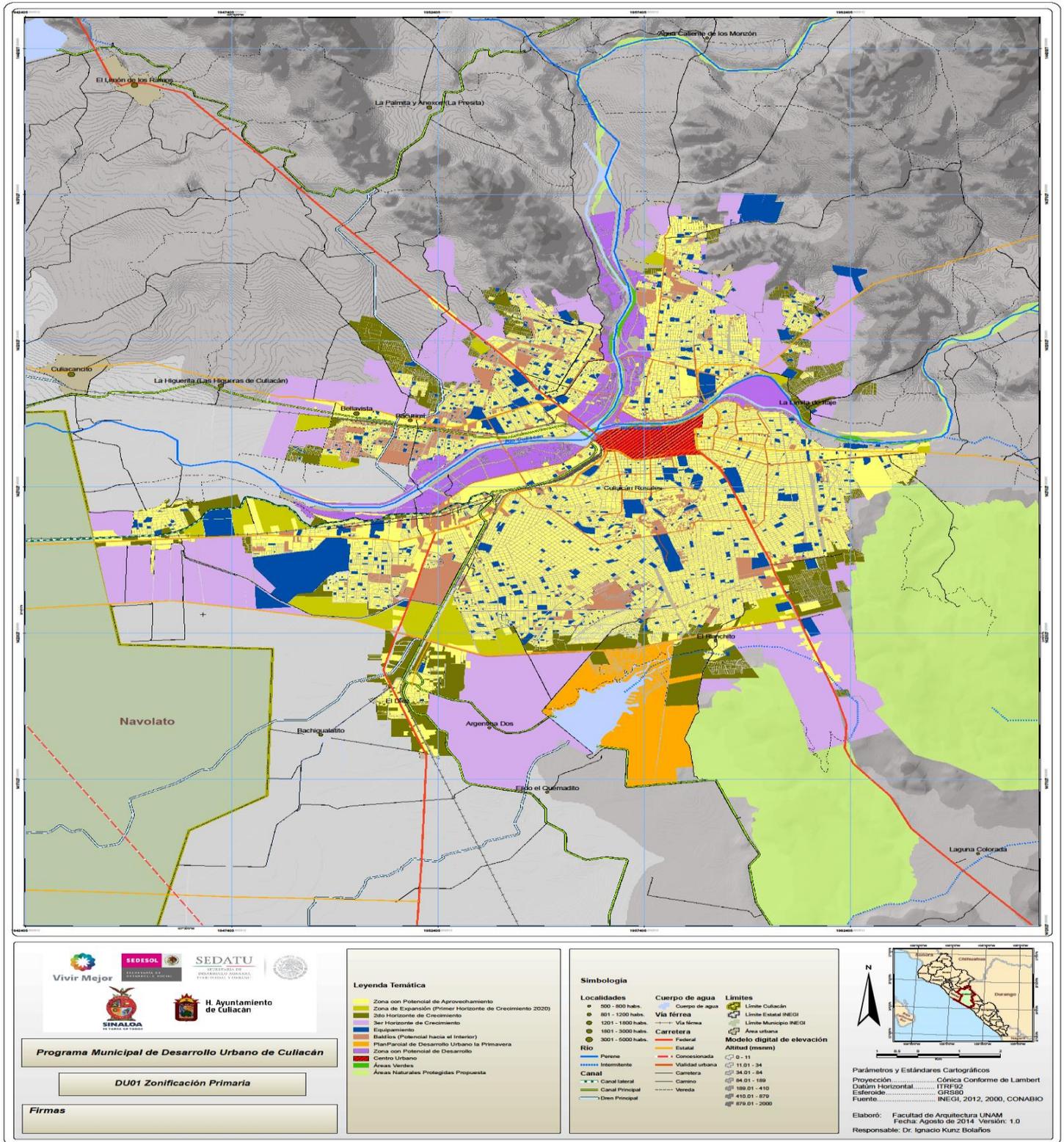


Figura 6.28 Áreas de crecimiento urbano futuro para el municipio de Culiacán

4. ESTRATEGIAS DE IMPLEMENTACIÓN

4.1 PLAN DE ACCIÓN

El plan de acción consistió primeramente en identificar en que área del gobierno municipal maneja la información que se requiere, en este caso los estudios hidrológicos-hidráulicos necesarios para la construcción de fraccionamientos en el municipio de Culiacán, se identificó que la dirección encargada del tema es la de Desarrollo Urbano y Ecología.

Al tener identificado el área se realizó la solicitud de información, en este punto se definía la muestra de los estudios a revisar, que tanta antigüedad tomar en cuenta, y la cantidad de estudios revisados o compartidos por cada año, es por eso que se decide por revisar estudios comprendidos desde el año 2016 al año 2019.

Identificar la muestra, definir los estudios a revisar y cuales considerar, revisar los alcances en cada uno de ellos, qué criterios se manejan, como se desarrolla cada uno de ellos, desarrollar el manual en base a los criterios de cada una de las revisiones y sustentarlas con información científica es el proceso realizado.

Para poder realizar la implementación del manual es necesario enviar el manual para su aplicación a la Dirección de Desarrollo Urbano y Ecología, que proceda a revisión y sea aprobado, después cuando un fraccionador desee completar los requisitos para la construcción de algún fraccionamiento en el municipio de Culiacán, se le otorgue como una guía para el cumplimiento del artículo 274 del reglamento de Construcciones del Municipio de Culiacán (2017), donde se solicita en el punto número cinco y sea llamado estudio hidrológico hidráulico para el fraccionamiento a construir y de esa manera el fraccionador pueda contratar a la persona quien realice el estudio y pueda seguir un formato establecido que logre la estandarización de los estudios presentados.

4.2 ESTRATEGIAS USADAS PARA PRESENTAR Y PERSUADIR A LOS INVOLUCRADOS EN EL PROYECTO

Las estrategias de persuasión seguir es mencionar a los involucrados en el proyecto que este ayudará para disminuir los riesgos de las inundaciones del municipio de Culiacán, también ayuda a crear una estandarización y encauzamiento en el proceso de realización de los estudios hidrológicos-hidráulicos para construir fraccionamientos.

Otra de las ventajas es que, al tener un manual, las revisiones de los estudios recibidos serán más rápidas, ya que estará de manera sistematizada el proceso de realización por lo que las revisiones podrán ser enfocadas a puntos críticos de los diseños de los estudios hidrológicos-hidráulicos para cada fraccionamiento, como por ejemplo el tema hidráulico, que por la naturaleza de cada lugar y los resultados obtenidos es lógico que tenga variaciones dependiendo las necesidades de cada fraccionamiento.

Los proveedores encargados de realizar los estudios deberán seguir un manual que otorgue la misma Dirección de Desarrollo Urbano y Ecología el cual toma lo mejor de una muestra de estudios revisados para aplicarlos en uno solo.

El proyecto ayuda beneficiando en la productividad y rapidez del proceso específico en la documentación para la licencia de construcción de fraccionamientos en el municipio, como lo menciona el artículo 274 del reglamento de Construcciones del Municipio de Culiacán (2017).

Integra el aspecto social en el cual se benefician las familias, debido a la disminución del riesgo de inundación en el fraccionamiento en el que viven, incluye el sector administrativo de la Dirección de Desarrollo Urbano con la estandarización en la revisión, por la parte de los proveedores de servicios de este tipo a realizar los estudios en base a un manual ya propuesto por el mismo municipio y a los constructores en el ámbito de su trámite de licencia de construcción.

5. ADMINISTRACIÓN DEL PROYECTO

5.1 CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES Y RECURSOS



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA
FACULTAD DE INGENIERÍA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN



CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

PERIODOS	2019					2020							COSTO	
	SEMESTRE III					SEMESTRE IV					SEMESTRE V			
	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO		SEP
ACTIVIDADES														
REVISIÓN DE LA LITERATURA														\$7,000.00
SOLICITUD DE LOS ESTUDIOS A LA DIRECCIÓN DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGÍA														\$2,000.00
IDENTIFICACIÓN DEL ALCANCE Y REVISIÓN DE LA MUESTRA COMPARTIDA														\$2,000.00
DEFINICIÓN DEL ALCANCE Y CRITERIOS DE LOS ESTUDIOS														\$2,000.00
DESARROLLO DEL MANUAL PARA LOS ESTUDIOS HIDROLÓGICOS-HIDRÁULICOS														\$4,000.00
ENVÍO DEL MANUAL A LA DIRECCIÓN DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGÍA														\$2,000.00
ACEPTACIÓN DEL MANUAL														\$1,000.00
IMPLEMENTACIÓN DEL MANUAL EN LA DIRECCIÓN DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGÍA														\$3,000.00
TOTAL														\$23,000.00

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo a los trabajos realizados en la revisión de los estudios hidrológicos-hidráulicos que son uno de los requisitos para la construcción de fraccionamientos en el municipio de Culiacán se pueden encontrar algunas conclusiones que se mencionan en líneas adelante.

Existen diferencias muy marcadas en las distribuciones de probabilidad utilizadas para encontrar la tormenta de diseño, en dos estudios, años 2016 y 2017 se utiliza mediante el análisis de seis funciones de probabilidad, eligiendo la que mejor se ajuste a los datos reales, mientras que para los años 2018 y 2019 utilizan regresión lineal sin tener otra consideración restante. Además, que en solo en el año 2017 se utiliza más de un criterio para la selección de la distribución de probabilidad que más se ajuste, en este caso el método por mínimo error cuadrático y el método gráfico.

En los estudios de los años 2017, 2018 y 2019, si se utiliza la corrección intervalo fijo de observación de la lluvia, lo cual no se realiza en el correspondiente al 2016, lo cual consiste básicamente en multiplicar por un factor de 1.13 cada uno de los resultados obtenidos de precipitación para cada periodo de retorno calculado.

Para determinar las intensidades de diseño en función de las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno se obtienen partiendo de las curvas precipitación-duración-periodo de retorno en los estudios de los años 2018 y 2019, mientras que en los otros dos estudios restantes no.

El análisis hidráulico realizado en el estudio del año 2017 se profundiza de manera muy amplia en la teoría que implica el cómo resolver cada uno de los temas a revisar para el aspecto hidráulico, mientras que para los años restantes prácticamente se omite esta parte teórica.

El tema de la capacidad de la conducción de las vialidades en todos los años se revisa en función de la ecuación de Manning para canales, pero solamente en el estudio realizado en el año 2017 se realiza un análisis a partir de una simulación mediante el programa de HEC-RAS para comprobar los resultados obtenidos.

Otro aspecto a considerar es que se incluyen las áreas de crecimiento urbano futuro para el manual realizado, tema que en ninguno de los anteriores estudios se muestra, es importante denotar en que parte de la ciudad se encuentra el fraccionamiento a construirse y que este debe de encontrarse dentro del umbral de crecimiento futuro que considera el Instituto Municipal de Planeación en el estudio realizado por la facultad de Arquitectura en el año 2014 para el municipio de Culiacán, donde se representan las áreas de crecimiento urbano futuro.

Como parte de las recomendaciones es definir bajo que formatos presentar la información, definir un proceso sobre el control de los documentos, enumerar los formatos, generar el control sobre el manejo de la información, hacia quien se puede compartir, como se puede compartir, quien es el dueño de la información y otros aspectos del control de documentos que sean pertinentes para la organización donde se implemente, esto de acuerdo a las necesidades de la Dirección de Desarrollo Urbano y Ecología del municipio de Culiacán.

Además, debido a que la propuesta del manual es de manera flexible por lo que se pueden agregar temas y realizar modificaciones sustentadas y basadas en estudios y análisis científicos, se pueden agregar estudios de evaluación del peligro por inundación en zonas urbanas, es cuantificar en términos de probabilidad, la ocurrencia de un fenómeno en un lapso estimado, para la evaluación del peligro por inundación el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento menciona ciertos estudios para los cuales poder realizar cierta evaluación entre los cuales se encuentran el Criterio de la Federal Emergency Management Agency (FEMA), Criterio de la Office Fédéral de l'Économie Des Eaux (OFEE) y el Criterio de Dórrigo, Australia.

Otra recomendación importante es proponer el manual para que sea aplicado en el estado de Sinaloa y a su vez en la toda la república mexicana, debido a que la mayoría de temas están abordados de manera científica esto es aplicable para cualquier parte del estado de Sinaloa y de igual manera en el país, es necesario tomar algunas consideraciones correspondientes a cada lugar en el que se quiera replicar y adaptarse.

Existen procesos que forman parte del manual que se pueden realizar de ciertas maneras con diferentes criterios, algunas de las recomendaciones a realizar es documentar algunos procesos específicos que sirvan de auxilio para realizar el trabajo, como por ejemplo sobre

cómo realizar el trazo de la cuenca, definir el cauce principal de la cuenca y los criterios para la selección de la distribución de probabilidad más adecuada, entre algunos otros.

REFERENCIAS DOCUMENTALES Y BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTARIA

REFERENCIAS DOCUMENTALES

ÁLVAREZ SACOTO Jaime CALLE RIVERA Guido. Estudio De Parámetros Hidráulicos E Hidrológicos Para El Dimensionamiento De Obras Para Drenaje Vial En La Vía De Acceso Al Sector “La Unión” En Santa Isabel – Azuay. Tesis de licenciatura inédita. Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador, 2013.

APARICIO MIJARES, Francisco Javier. *Fundamentos de hidrología de superficie*. 1999.

Aranda, Campos, et al. Propuesta de criterios para la elaboración de estudios hidrológicos. Ingeniería hidráulica en México, 1991, vol. 8, no 2/3, p. 17-28.

Aranda, Campos, et al. Propuesta de criterios para la elaboración de estudios hidrológicos. Ingeniería hidráulica en México, 1993, vol. 8, no 2/3, p. 17-28.

Bell, F.C., Generalized Rainfall -Duration- Frequency Relationships, proc. ASCE, Journal of Hydraulics Div., vol. 95, núm. pp. 311-327, 1969.

Campos A., D. F., Procesos del ciclo hidrológico, capítulos 4 y 8: "Precipitación y escurrimiento", Librería Universitaria Potosina, UASLP. San Luis Potosí, SLP, 1984b.

Campos-Aranda, D. (2010). Introducción a la Hidrología Urbana. Editorial Printengo, decima primera edición. San Luis Potosí.

CARBALLO CORRAL Pablo DELGADO TAPIA Jélica. Estudio hidrológico-hidráulico del puente sobre el rio Jadán, Parroquia Jadán, Cantón Gualaceo, Provincia del Azuay. Tesis de licenciatura inédita. Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador, 2013.

CASTILLO LUICHO Giancarlo RAMÍREZ CORNEJO Shamir. Estudio Hidrológico E Hidráulico Para El Diseño Del Puente Pucayacu, Localizado En El Tramo: Mayocc – Huanta

En La Progresiva 3+200, Aplicando Los Softwares Hec-Hms E Iber V2.0 . Tesis de licenciatura inédita. Universidad Peruana De Ciencias Aplicadas, Lima, Perú, 2012.

Chow, V. T. (ed.) *Handbook of Applied Hydrology*. McGraw-Hill, 1964.

Dalrymple, T "Flood-Frequency analysis: Methods and Practices of the Geological Survey'., en Manual of Hydrology: parte 3, Flood-Flow Techniques, Geological Survey Water-Supply Paper 1543-A, Washington, D. C., EUA, 80 pp., 1960.

Doorenbos, J. y Pruitt, W. O. "Guidelines for Predicting Crop Water Requirements", parte I: Calculation of Crop Water Requirements, pp. 1-66, Irrigation and Drainage paper 24, FAO, Roma, Italia, 1977.

FUENTES CASTILLO Antonio. Estudio Hidrológico, Hidráulico y de Inundabilidad de la cuenca del río Albuñol. Alternativas para paliar los efectos de sus avenidas. Tesis de Máster inédita. Universidad de Sevilla, Sevilla, España 2016.

García, E., Modificaciones al sistema de clasificación climática de Koppen, Instituto de Geografía, UNAM, México, D. F., tercera edición, 252 pp., 1981.

Gill, M. A. "Planning the Useful Life of a Reservoir", Water Power and Dam Construction, vol. 40, num. 5, pp. 46- 47, 1988.

Gómez, M. (2007) Hidrología Urbana, FLUMEN, Dinámica Fluvial e Ingeniería Hidrológica, Barcelona. pp. 81, 119.

Gutiérrez O., C. y Raynal V., J. A. "Distribuciones mezcladas en el análisis de frecuencias de gastos máximos", 10º Congreso Nacional de Hidráulica, tomo II, subtema 6, pp. 220-228, Morelia, Michoacán, 1988.

Klemes, V., Applications of Hydrology to Water Resources Management, capítulo 2: "Hydrological Problems in Water Resources Inventory" y capítulo 3: "Hydrological

Problems arising from Water Deficiency", pp. 7-70., Operational Hydrology Report num. 4, WMO-num. 356, World Meteorological Organization, Ginebra, Suiza, 1973.

LÓPEZ EDEZA Laura RUÍZ ORTELANO David. Estudio de la problemática de inundabilidad del río Tuéjar a su paso por el municipio de Calles (Valencia) y proyecto básico de pasarela peatonal. Tesis de licenciatura inédita. Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, España, 2017.

Los Ángeles County Flood Control District, (1982). *Design Manual Hydraulic* Los Ángeles, California, USA.

Los Ángeles County Department of Public Works, (2006). *Design Manual Hydraulic* Los Ángeles, California, USA.

Martínez, E. (2005). Hidrología Práctica. España. Editorial del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Miller, D. L., Clark, R. A. y Schamach, S. "Flood Studies", capítulo III en *Design of Small Dams*, a water resources technical publication of the Bureau of Reclamation, US Department of the Interior, Washington, DC, EUA, reimpresión revisada, 1977.

MONSALVE SÁENZ, Germán. Hidrología en la Ingeniería. *Alfaomega, Colombia*, 1999.
Paul, T C. y Dhillon, G. S. "Sluice Dimensioning for Desilting Reservoirs", *Water Power and Dam Construction*, vol. 40, núm. 5, pp. 40-44, 1988.

PUELLES MAZA Juan Carlos. Estudio Hidráulico E Hidrológico De La Cuenca Alto Perú Y El Porvenir En El Asentamiento Humano Las Mercedes Alto Perú, Distrito De La Oroya, Provincia De Yauli – Junín Para La Construcción Futura De Obras De Arte Ante Amenazas De Derrumbes Provocado Por La Crecida Del Rio, Mediante El Uso De Los Modelos Matemáticos Hec-Hms Y Hec-Georas. Tesis de licenciatura inédita. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú, 2015.

Ray E. Linsley. *Ingeniería de los recursos hidráulicos*. 1964.

Raynal V., J. A. "La distribución general de valores extremos en Hidrología: 2.- Estado actual y aplicaciones", 8° Congreso Nacional de Hidráulica, tomo i, pp. B.9-B.19., Toluca, Estado de México, 1984.

Raudkivi, A. J. Hydrology. An Advanced Introduction to Hydrological Processes and Modelling, capítulo 8: "Flood Routing", pp. 242-270, Pergamon Press, Oxford, Inglaterra, 1979.

Reglamento De Construcciones Para El Municipio De Culiacán, Sinaloa. Culiacán Sinaloa, (4 de mayo de 2017).

Sokolov, A. A. y Chapman, T G. "Methods for Water Balance Computations. An International Guide for Research and Practice", Studies and Reports in Hydrology num. 17, The Unesco Press, París, Francia, 127 pp., 1974.

Sotelo A., G. Drenaje en carreteras y aeropuertos, Publicación núm. 315, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D. F., 119 pp., 1973.

Springall G., R. Drenaje en cuencas pequeñas, Publicación núm. 143, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D. F, 24 pp., 1969.

TELLO SÁNCHEZ Pedro SANCHEZ AYALA Franco. Estudio Hidrológico Y Diseño Hidráulico de obras de Captación Y Conducción para la Implementación de Un Nuevo Sistema de Riego En Una Tierra de Cultivo Para Palta en el Distrito de Luricocha de La Provincia de Huanta – Departamento de Ayacucho. Tesis de licenciatura inédita. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú, 2016.

Thom, H. C. S. "Some Methods of Climatological Analysis", Technical Note num. 81, WMO- num. 199, TP. 103, World Meteorological Organization, Ginebra, Suiza, 1971.

Vega R., O. y Arreguin C., F. I. "Presas de almacenamiento y derivación", Publicación 0-32 de la División de Estudios de Posgrado, Fac. de Ingeniería, UNAM, México, D. F., 284 pp., 1981.

Viessman, W., Knapp, J. W., Lewis, G. L. y Harbaugh, J. E., Introduction to Hydrology, capítulo 7: "Hydrologic and Hydraulic Routing", pp. 231-289, Harper & Row, Publishers, Nueva York, EUA, 1977.

Weiss, L. y Wilson, W. (1958). Precipitation Gage Shields. No 43 of the International Association of Scientific Hydrology, General Assembly of Toronto. 3-4, Gentbrugge, Belgium. pp. 42.

World Meteorological Organization (1973). Manual for estimation of Probable Maximum Precipitation. Operational Hydrology Report No 1. WMO No 332. Secretariat of the WMO. Geneva, Switzerland.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTARIA

ANEXOS

ANEXO 1. Estudio hidrológico-hidráulico realizado en el año 2016 por el proveedor HidroMor Hidráulica.

ANEXO 2. Estudio hidrológico-hidráulico realizado en el año 2017 por el proveedor Sistemas Hidráulicos.

ANEXO 3. Estudio hidrológico-hidráulico realizado en el año 2018 por el proveedor Proeshid

ANEXO 4. Estudio hidrológico-hidráulico realizado en el año 2019 por el proveedor New Water.

ANEXO 5. Plan operativo de inundaciones de la ciudad de Culiacán, Sinaloa. CONAGUA.

ANEXOS