



UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE UNA SOLUCIÓN HIDRÁULICA PARA EL
APROVECHAMIENTO URBANO DE LA PARCELA LAGUNA
TRONCONAL EN LA AV. INTERCOMUNAL JORGE RODRÍGUEZ
DE LA CIUDAD DE BARCELONA, ESTADO ANZOÁTEGUI**

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

como parte de los requisitos para optar al título de

INGENIERO CIVIL

REALIZADO POR:

Cacharrón D., Daniel A.

Sepúlveda B., Santiago A.

PROFESOR GUÍA:

Ing. Carlos G. Griffin C.

FECHA:

Caracas, junio 2017

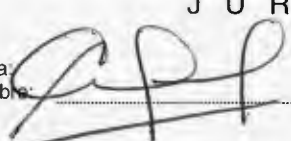
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO DE UNA SOLUCIÓN HIDRÁULICA PARA EL
APROVECHAMIENTO URBANO DE LA PARCELA LAGUNA
TRONCONAL EN LA AV. INTERCOMUNAL JORGE RODRÍGUEZ
DE LA CIUDAD DE BARCELONA, ESTADO ANZOÁTEGUI

Este Jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha
evaluado su contenido con el resultado: Dieciseis (16).

JURADO EXAMINADOR

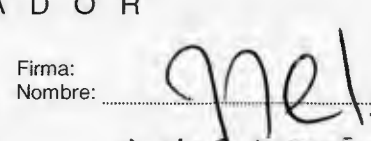
Firma:
Nombre:



Firma:
Nombre:



Firma:
Nombre:



JUAN G. MORALES C.

REALIZADO POR

PROFESOR GUIA

FECHA

Cacharrón D, Daniel A.

Sepúlveda B, Santiago A.

Ing. Carlos G. Griffin C.

Caracas, junio 2017

DEDICATORIAS Y AGRADECIMIENTOS

Dedicado a mi madre, mi padre, mi tío José, mi abuela, mi abuelo y toda mi familia en Venezuela y España.

Agradecimientos especiales a mi madre que le debo todo, pieza clave en todo el proceso de convertirme en Ingeniero, sin ella nada de esto sería posible.

A nuestro tutor Ing. Carlos Griffin, por ser fuente de apoyo, enseñanza y sabiduría.

A nuestro padrino Ing. Alejandro Rincón Vega y el profesor Ing. Alfredo Gorrochotegui por su apoyo en la elaboración de la tesis.

A los ingenieros Oliver Briceño y Fausto Puente por su colaboración, apoyo y recomendaciones.

A la Universidad Católica Andrés Bello por formarme no solo como profesional sino como ciudadano y mejor persona.

Daniel Alberto Cacharrón Domínguez.

A Dios, por darme la fortaleza mental y espiritual para afrontar de la mejor manera todos los retos y obstáculos que a lo largo de este camino he tenido.

A mi padre, mi madre y mi hermana, porque son lo más importante en mi vida, porque gracias a su trabajo, sacrificio, esfuerzo, constancia, dedicación, los valores y principios que han dejado en mí, soy quien soy. Sin ellos esto no hubiese sido posible. Esta va para ustedes.

A Rebecca Correia, por su apoyo incondicional, su entera confianza en mí, su cariño y sus ganas de salir adelante e ir en busca de los sueños. Gracias por siempre estar ahí.

A mi profesor, tutor y amigo Ing. Carlos Griffin, por confiar en mis capacidades y compartir muchos de sus conocimientos, los cuales han sido de gran ayuda, no solo para la realización de este trabajo, sino también para mi crecimiento como persona y como profesional. Gracias mil.

A los ingenieros Oliver Briceño, Fausto Puente y Alejandro Rincón, por su apoyo a lo largo de este camino y por todo lo que han aportado para el desarrollo de este trabajo. Gracias.

A la Universidad Católica Andrés Bello, que me abrió sus puertas como casa de estudio. Eternamente orgulloso de ser Ucabista.

A todos, Gracias.

Santiago Alonso Sepúlveda Bustamante.

ÍNDICE

1.1 Introducción	12
CAPÍTULO 2: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	18
2.1. Planteamiento del problema.	18
2.2. Objetivos.	18
2.2.1. Objetivos generales.	18
2.2.2. Objetivos específicos.	18
2.3. Alcances.	19
2.4. Limitaciones.	19
2.5. Justificación.....	19
CAPÍTULO 3. MARCO TEÓRICO	21
3.1. Generalidades.....	21
3.2. Conceptos hidrológicos básicos de un modelo de lluvia.	22
3.3. Tormenta de diseño.	24
3.3.1. Probabilidad de crecientes.....	25
3.3.2. Curvas teóricas de frecuencia.	25
3.3.3. Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF).....	27
3.3.4. Hietograma de precipitación.	29
3.4. Exceso de precipitación y escorrentía directa.	29
3.4.1. Método del SCS para calcular abstracciones.	30
3.4.2. Hidrograma Unitario.....	36
3.4.3. Hidrograma adimensional del SCS.	37
3.4.4. Tiempo de concentración.....	38
3.5. Tránsito de crecientes (Método de Muskingum).	39

3.6. Programa de simulación hidrológica. HEC-HMS 4.2.....	41
3.6.1. Modelo de la cuenca (Basin Model).....	41
3.6.2. Modelo meteorológico (Meteorologic Model).	43
3.6.3. Especificaciones de control (Control Specifications).....	43
3.6.4. Datos de entrada (Time-Series Data).	43
3.7. Sistema de modelamiento de ríos. HEC-RAS 5.0.1.....	44
3.7.1. Condiciones de control	47
3.7.1.1. Numero de Froude.....	47
3.7.2. Modelaje hidráulico.	48
3.7.2.1. Creación de datos geométricos.	48
3.7.2.2. Creación de datos hidráulicos para flujo no permanente.....	49
3.7.3. Simulación del comportamiento hidráulico.....	50
3.7.4. Simulación de flujo no permanente (unsteady flow simulation).	51
3.8. Hidráulica de canales.....	51
3.8.1. Tipos de flujo.	52
3.8.2. Propiedades de los canales abiertos.	52
3.9. Sistemas de tratamiento de aguas residuales.	53
3.9.1. Lagunas de oxidación.	53
3.9.1.1. Parámetros de diseño.....	54
3.9.2. Humedales artificiales.....	56
3.9.2.1. Humedales con sistemas de flujo libre superficial.	57
3.9.2.2. Humedales con sistemas de flujo subsuperficial.	58
3.9.2.3. Dimensionamiento de los humedales.	60
3.9.2.4. Tiempo de retención.	61

CAPÍTULO 4: MARCO METODOLÓGICO.....	62
4.1. Caracterización de las cuencas y los drenes en estudio.....	62
4.1.1. Ubicación geográfica.	62
4.1.2. Caracterización de las cuencas y drenes de estudio.	63
4.2. Fases del estudio.	65
4.2.1. Fase I: Estudio hidrológico de la cuenca.	65
4.2.1.1. Generalidades.	65
4.2.1.2. Análisis de información cartográfica.	67
4.2.1.3. Análisis de información pluviométrica.....	70
4.2.1.4. Análisis de las variables hidrológicas según los métodos utilizados.	79
4.2.1.5. Modelaje hidrológico de la cuenca mediante HEC-HMS 4.2.	81
4.2.1.6. Simulación de la respuesta hidrológica de la cuenca mediante HEC- HMS 4.2.	83
4.2.1.7. Resultados.....	83
4.2.2. Fase II: Estudio hidráulico del sistema.....	86
4.2.2.1. Generalidades.	86
4.2.2.2. Análisis de información básica de la cuenca e información levantada en la zona.	87
4.2.2.3. Prediseño de las estructuras de conducción.	90
4.2.2.4. Modelaje hidráulico de los drenes en estudio.....	91
4.2.2.5. Simulación del comportamiento hidráulico del sistema en estudio mediante HEC-RAS 5.0.1.....	101
4.2.2.6. Resultados.....	103

4.2.3. Fase III: Evaluación de la propuesta sanitaria.	107
4.2.3.1. Cálculo del gasto medio de aguas servidas.	108
4.2.3.2. Cálculos para humedal de flujo subsuperficial (SSF).	109
4.2.3.3. Cálculos para humedal de flujo superficial (FWS).	111
CAPÍTULO 5: DETERMINACIÓN DE LA SOLUCIÓN HIDRÁULICA PARA EL APROVECHAMIENTO URBANO DE LA PARCELA.....	112
5.1. Resultados	112
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES.....	117
6.1. Conclusiones.....	117
CAPÍTULO 7: RECOMENDACIONES	121
7.1. Recomendaciones.	121
BIBLIOGRAFÍA	122

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Estado Anzoátegui en el contexto nacional.....	12
Figura 1.2. Municipio Simón Bolívar, Edo. Anzoátegui.....	13
Figura 1.3. Vista aérea del terreno (Laguna Tronconal).....	13
Figura 1.4. Retícula de drenes del sistema hidráulico.....	14
Figura 3.1. Variables en el método de las abstracciones del SCS.	31
Figura 3.2. Almacenamiento por prisma y por cuña en un tramo de un canal.	40
Figura 3.3. Esquema de varios tipos de Humedales FWS.	58
Figura 3.4. Esquema de humedal de flujo subsuperficial.	60
Figura 4.1. Retícula de drenes del sistema hidráulico.....	63
Figura 4.2. Imagen de la cuenca dividida en subcuencas.....	69
Figura 4.3. Caracterización de las cuencas según su uso.	80
Figura 4.4. Representación del modelo de la cuenca mediante los elementos hidrológicos del HEC-HMS.....	82
Figura 4.5. Retícula de drenes del sistema hidráulico.....	88
Figura 4.6. Estructura de drenaje transversal existente.	89
Figura 4.7. Vista en planta del nuevo sistema de drenes de la laguna Tronconal.	94
Figura 4.8. Datos e ilustración de las secciones transversales dren G y dren H... 95	
Figura 4.9. Datos e ilustración de las secciones transversales de la nueva laguna.	95
Figura 4.10. Secciones transversales del pontón.....	97
Figura 4.11. Características del cajón rectangular de doble celda.	99
Figura 4.12. Parámetros para el modelado del pontón.	100
Figura 4.13. Datos de condiciones de borde utilizadas.....	101
Figura 4.14. Simulación de flujo no permanente.	103
Figura 4.15. Nivel de agua en la sección aguas arriba del cajón.	104
Figura 4.16. Nivel de agua de la sección aguas abajo del cajón.....	105
Figura 4.17. Nivel de agua en la sección del vertedero.....	105

Figura 4.18. Vista en tres dimensiones de los niveles de agua en el sistema	
Laguna Tronconal.	106
Figura 5.1. Distribución de las estructuras que conforman el sistema.	113
Figura 5.2. Sección transversal de los drenes principales.	114
Figura 5.3. Sección transversal del cajón de doble celda.	114
Figura 5.4. Sección transversal de la laguna.....	115
Figura 5.5. Sección longitudinal de la laguna.	115
Figura 5.6: Plano de zonas de retiro y zonas seguras para el desarrollo.	116

ÍNDICE DE TABLAS Y GRÁFICAS

Tabla 3.1. Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.....	34
Tabla 3.2. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a=0.20 \cdot A$). 35	
Tabla 3.3. Valores de M según el tipo de cobertura superficial	39
Tabla 3.4. Descripción de los elementos hidrológicos.....	42
Tabla 3.5. Descripción de los elementos hidrológicos.....	42
Tabla 3.6. Métodos de cálculo que se usan en los tramos de conexión.	43
Tabla 3.7. Métodos de precipitación en el modelo meteorológico.....	43
Tabla 3.8. Componentes de los datos de entrada para el HEC-HMS.	44
Tabla 3.9. Parámetros de diseño para lagunas aerobias.	55
Tabla 3.10. Parámetros de diseño para lagunas facultativas.	55
Tabla 3.11. Parámetros de diseño para lagunas de maduración.	55
Tabla 4.1. Condiciones fisiográficas en cada sub cuenca.	70
Tabla 4.2. Características geográficas de la estación hidrológica Barcelona.....	70
Tabla 4.3. Registros de lluvias máximas para distintas mediciones de lluvia en Estación Barcelona.	71
Tabla 4.4. Tabla de resultados según el Método de Gumbel. Estación Barcelona.	72
Tabla 4.5. Resumen de las láminas máximas calculadas por el Método de Gumbel. Estación Barcelona.	73
Tabla 4.6. Resumen de las intensidades máximas calculadas por el Método de Gumbel. Estación Barcelona.....	73
Tabla 4.7. Tabla resumen de valores de lluvia para un $T_r = 5$ años. Estación Barcelona.	76
Tabla 4.8. Tabla resumen de valores de lluvia para un $T_r = 10$ años. Estación Barcelona.	77

Tabla 4.9. Tabla resumen de valores de lluvia para un $T_r = 25$ años. Estación Barcelona.	78
Tabla 4.10. Valores y cálculos de los parámetros de propagación de caudal.	81
Tabla 4.11. Tabla resumen de los caudales pico en m^3/s para todos los elementos del sistema según su respectivo período de retorno.	85
Gráfica 3.1. Curva IDF para diferentes períodos de retorno.	28
Gráfica 3.2. Hietogramas de lluvia.	29
Gráfica 3.3. Solución de las ecuaciones de escurrimiento del SCS.	33
Gráfica 3.4. Hidrograma adimensional preparado usando varios hidrogramas unitarios de una variedad de cuencas.	37
Gráfica 3.5. Representación de los términos de la ecuación de energía.	46
Gráfica 4.1. Curva Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación Barcelona.	74
Gráfica 4.2. Curva Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación Barcelona.	75
Gráfica 4.3. Hietograma de precipitación para un $T_r=5$ años. Estación Barcelona.	76
Gráfica 4.4. Hietograma de precipitación para un $T_r=10$ años. Estación Barcelona.	77
Gráfica 4.5. Hietograma de precipitación para un $T_r=25$ años. Estación Barcelona.	78
Gráfica 4.6. Hidrograma del tramo dren "G" para 25 años de período de retorno.	83
Gráfica 4.7. Hidrograma del tramo dren "T" para 25 años de período de retorno.	84
Gráfica 4.8. Hidrograma del tramo dren "H" para 25 años de período de retorno.	84

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

El siguiente trabajo se expone como requisito para optar por el título de Ingeniero Civil según lo establecido por la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Católica Andrés Bello.

Esta investigación se desarrolla en un terreno de aproximadamente 35 hectáreas denominado *Laguna Tronconal*, mostrado en la Figura 1.3, ubicado en el Municipio Simón Bolívar, ciudad de Barcelona (Edo. Anzoátegui), mostrados en las Figuras 1.2 y 1.1 respectivamente. La parcela cuenta con un alto potencial urbanístico ya que es la única zona del sector Tronconal que no se encuentra intervenida. El estudio tiene como meta final determinar la factibilidad de la consolidación urbana del terreno y proponer obras hidráulicas que permitan viabilizar el desarrollo urbano en él, así como evaluar la compatibilización de dichas obras hidráulicas con propuestas sanitarias para el tratamiento de las aguas servidas.



Figura 1.1. Estado Anzoátegui en el contexto nacional.

Fuente: Google Maps.

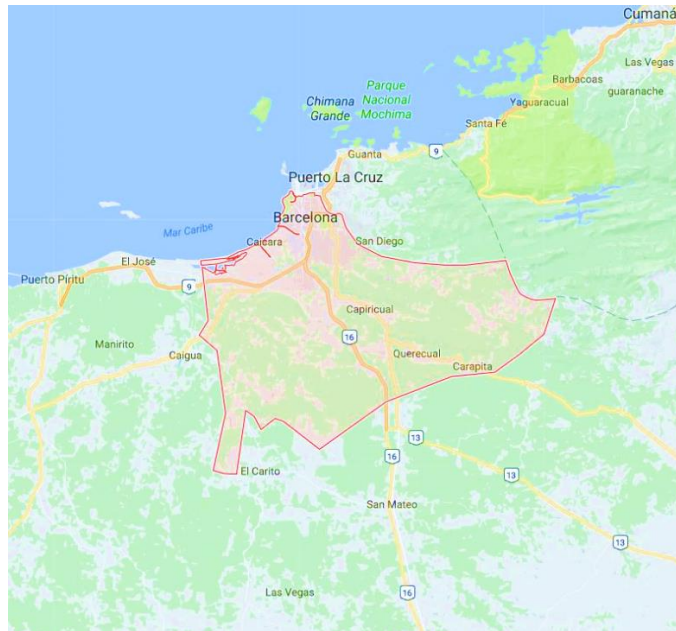


Figura 1.2. Municipio Simón Bolívar, Edo. Anzoátegui.
Fuente: Google Maps.



Figura 1.3. Vista aérea del terreno (Laguna Tronconal).
Fuente: Google Maps.

La laguna funciona como un sistema hidráulico que cuenta con una retícula de tres drenes que tributan a ella, los cuales recolectan las aguas producidas por el drenaje superficial proveniente de las calles y avenidas, así como el escurrimiento proveniente de la zona montañosa que rodea al sector Tronconal. A su vez, estos gastos terminan siendo descargados en un punto bajo del terreno ubicado al noroeste del mismo y desembocan hacia los canales del Complejo Turístico El Morro a través de un sistema de drenaje transversal conformado por una batería de cuatro (4) tubos de concreto de 1 metro de diámetro que generan un importante control hidráulico y originan, como consecuencia, una inundación casi total de la laguna y las zonas cercanas a la misma.

Según información recopilada en la Alcaldía se determinó que estos drenes se identificaban como dren “G”, dren “T” y dren “H” como se indica en la figura 1.4.



Figura 1.4. Retícula de drenes del sistema hidráulico.

Fuente: Google Earth.

Los drenes “G” y “H” actualmente son canales naturales, sin revestimiento en toda su extensión, mientras que el dren “T” es un canal de concreto que ya se encuentra construido. A causa de los desarrollos urbanos no planificados en algunas zonas del sector en estudio, se están realizando descargas no controladas de aguas servidas, lo que ha generado una importante contaminación a las aguas de drenaje que terminan siendo descargadas en la laguna.

Este Trabajo Especial de Grado centra, fundamentalmente, sus estudios en tres ámbitos: el hidrológico, el hidráulico y el sanitario (el cual se determinará si es posible su vinculación con el sistema); los cuales serán esenciales para el aprovechamiento general de la laguna ubicada en el sector Tronconal.

Al momento de plantear la intervención de la Laguna Tronconal, en aras de determinar un óptimo funcionamiento del sistema, se plantea hacer una serie de modificaciones que mejorarán el proceso natural del ciclo hidráulico a través de las obras. Se propone cambiar la batería de 4 tubos de concreto existentes al final del sistema hidráulico que generan un control en el mismo, por una solución de drenaje que permita el manejo ideal de los caudales de creciente, modificando así los drenes “G” y “H” para que confluyan y descarguen directamente a dicha estructura, mientras que los caudales del dren “T” se dispondrán en un espacio para ser tratados sanitariamente, el cual cumplirá también con la función de amortiguamiento hidráulico de la creciente de diseño.

En la parte hidrológica se empezó por buscar mediciones de lluvia en estaciones cercanas a la cuenca en estudio para calcular, en su posterior análisis, la probabilidad de ocurrencia usando el método distribuciones extremas de Gumbel, con la finalidad de establecer una intensidad de lluvia vinculada a un período de retorno; el cual se estimó en 25 años según las estructuras a intervenir basados en recomendaciones de Bolinaga (1979) y teniendo en cuenta que es el gasto más desfavorable para el diseño, evaluando también otros escenarios (5 y 10 años).

Posteriormente se transformó esta lluvia en escorrentía a través de las herramientas del programa de modelación hidrológica HEC-HMS, en donde fueron usados los métodos tradicionales del Soil Conservation Service (SCS) para excesos de precipitación y escorrentía directa.

Luego de obtener a través del HEC-HMS los hidrogramas de crecidas y los caudales máximos para el diseño del nuevo sistema, así como sus tiempos al pico, se diseñaron las estructuras hidráulicas: los nuevos canales para los drenes “G” y “H” y el pre-dimensionado de una estructura como solución de amortiguamiento; los cuales fueron modelados por el programa de simulación hidráulica HEC-RAS con el principal objetivo de obtener cotas de aguas sobre las cuales se propondrán niveles seguros de implantación para las estructuras del terreno.

Es importante resaltar que, para el correcto funcionamiento del sistema, se tuvieron que tomar en cuenta las labores que desarrollaría la estructura de amortiguamiento, aspectos hidráulicos y sanitarios. De este último se hizo una investigación, comparando métodos para el tratamiento de aguas como lo son las lagunas de oxidación y los humedales artificiales.

A continuación, se desarrollará el Trabajo Especial de Grado en una serie de capítulos:

El Capítulo 2, expone el problema, el objetivo general y los objetivos específicos, que son los puntos de referencia para poder iniciar con el desarrollo de esta investigación; todo acompañado de la justificación y los antecedentes.

El Capítulo 3, se denomina Marco Teórico y comenta brevemente aspectos teóricos referentes a los conceptos hidrológicos, hidráulicos y sanitarios; haciendo énfasis en la descripción teórica del funcionamiento de los programas utilizados para el modelaje hidrológico e hidráulico del sistema (HEC-HMS y HEC-RAS, respectivamente).

Seguidamente, se expone el Capítulo 4, el cual es llamado Marco Metodológico, donde se presenta la metodología a seguir para la realización de los cálculos relacionados con los datos de lluvia, la metodología para el manejo y la incorporación de la data en los modelos hidrológicos e hidráulicos, así como algunos parámetros básicos para la selección de las mejores soluciones tanto hidráulicas como sanitarias.

Luego se presenta el Capítulo 5, que recoge los resultados obtenidos de la investigación y, con base en estos, se harán las propuestas de las mejores soluciones posibles.

Finalmente se tienen los Capítulos 6 y 7, donde se presentan las conclusiones y recomendaciones, respectivamente, a las cuales se llegaron con base en los resultados obtenidos.

CAPÍTULO 2: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1. Planteamiento del problema.

En la Avenida Intercomunal Jorge Rodríguez, en la Ciudad de Barcelona, Edo. Anzoátegui, se observa un terreno con un importante potencial urbano, sin embargo, parte de su extensión la ocupa una laguna generada de forma natural, la cual es receptora de escurrimientos de lluvia que se producen en el sector Tronconal. A los alrededores del terreno se generaron asentamientos formales, los cuales cuentan con sistemas de recolección de aguas servidas y, recientemente, invasiones informales que descargan libremente sobre los drenes principales afluentes a la laguna. Lo anteriormente expuesto, implica un alto compromiso sanitario del espacio de la laguna natural, trayendo como consecuencia la alta restricción de uso del terreno en cuestión.

2.2. Objetivos.

2.2.1. Objetivos generales.

Lograr la mejor solución hidráulica para el control de inundación del terreno a urbanizar.

2.2.2. Objetivos específicos.

- Realizar el diseño de las obras hidráulicas necesarias para la conducción de los caudales de lluvia. Esto será determinado mediante la utilización de los programas Sistema de Modelamiento Hidrológico HEC-HMS y el Sistema de Análisis de Ríos HEC-RAS.
- Evaluar obras hidráulicas que mantengan los criterios de amortiguamiento y detención en la laguna existente en el sitio del proyecto.
- Determinar los niveles mínimos de implantación y retiros de los desarrollos urbanos con respecto a los cauces.

- Evaluar la posibilidad de compatibilizar las soluciones hidráulicas con propuestas sanitarias para el manejo y tratamiento primario de los efluentes cloacales que actualmente son descargados en la laguna.
- Definir los posibles usos potenciales en el área prevista a ser desarrollada.

2.3. Alcances.

Mediante la utilización del Sistema de Modelamiento Hidrológico HEC-HMS y el Sistema de Modelamiento de Ríos HEC-RAS, realizar, en modo de recomendación, el diseño de las obras hidráulicas necesarias con la finalidad de lograr determinar la mejor solución hidráulica para el control de las inundaciones en el terreno a evaluar. Adicional a esto, determinar los posibles usos como son la construcción de urbanismos residenciales o industriales y, finalmente, realizar la vinculación de dichas obras con propuestas sanitarias para el manejo adecuado de las aguas servidas descargadas sobre la laguna o sus afluentes.

2.4. Limitaciones.

- Escasez en la data hidrológica de la zona a evaluar.
- Desconocimiento de la configuración de redes de aguas servidas existentes en la parcela, para la cual se realizará una estimación de datos con base en estudios realizados en la zona.
- Falta de información necesaria para la calibración de los modelos utilizados.

2.5. Justificación.

Debido al gran crecimiento comercial y poblacional de la ciudad de Barcelona, Estado Anzoátegui, se plantea la posibilidad de estudiar el potencial uso del terreno con la finalidad de generar una región habitacional o industrial en el mismo. Es preciso resaltar que el área está conformada por una laguna natural que es receptora de gran parte de los caudales de escorrentía y de aguas servidas (sin control) de origen domiciliario de la zona, por lo que en temporadas de lluvias el terreno en cuestión suele inundarse.

Adicional a esto surge que, los caudales que escurren de las sub-cuencas de la zona que aportan a la laguna, se distribuyen a través de varios drenes que tienen como descarga final una batería de cuatro tubos que cumplen la función de alcantarilla y por su incapacidad de descargar los gastos, inundan los alrededores del lugar ocasionando reboses del sistema, obstaculización del flujo vehicular, cierres de las vías y eventuales daños a las viviendas o locales comerciales adyacentes.

A esta problemática se le suma el hecho de que algunas de las viviendas del sector son de bajos recursos y no tienen acceso a la red de colectores del sector, por lo que descargan sus aguas servidas en los sistemas de drenaje naturales adyacentes a la laguna, lo que convierte la situación de inundación en un potencial problema sanitario de gran importancia.

CAPÍTULO 3. MARCO TEÓRICO

3.1. Generalidades.

En el presente capítulo se exponen los conceptos básicos necesarios para la utilización de las herramientas vinculadas a la determinación de las soluciones hidrológicas e hidráulicas del problema planteado.

A partir de la data de lluvia registrada por la estación pluviométrica Barcelona, de la Fuerza Aérea Venezolana, podrán ser determinados las láminas máximas de lluvia de la cuenca en estudio, mismas que transportadas como escorrentía por una retícula de estructuras hidráulicas, conformada por tres drenes principales: dren “G”, dren “H” y dren “T”, los cuales descargan de manera directa en el terreno reconocido como Laguna Tronconal. Esta laguna cumple la función de compensar volumétricamente los caudales generados en épocas de lluvia, sin embargo, hay ocasiones en las que los gastos no pueden ser controlados lo cual se traduce en inundaciones en las zonas cercanas al terreno.

Una vez determinadas las características hidrológicas del sistema, y mediante la utilización de la herramienta HEC-HMS para el cálculo de los hidrogramas de entrada en los drenes principales, se realiza el cálculo de las nuevas dimensiones de las estructuras hidráulicas que conformarán el sistema (los 3 drenes principales). Se planteará una un espacio que cumplirá funciones de almacenamiento de caudales para eventos extremos de lluvia y se pretende estudiar su vinculación con el tema sanitario con la finalidad de utilizarlo como herramienta para el tratamiento de las aguas servidas provenientes de algunos sectores de la zona en estudio.

Posterior a esto, será necesario realizar el modelamiento hidráulico del sistema, haciendo uso de la herramienta HEC-RAS (River Analysis System), en el que se evaluará el comportamiento de las estructuras determinadas para el momento en el que se recibe el caudal máximo de diseño, vinculado a un período

de retorno de 25 años (recomendado por Bolinaga 1998). A partir de este modelo, se obtendrán niveles de agua que serán los que indicarán las cotas mínimas de implantación de los posibles desarrollos urbanos con respecto a las estructuras que se expondrán como propuesta.

3.2. Conceptos hidrológicos básicos de un modelo de lluvia.

Al realizar el diseño de las obras hidráulicas necesarias para el control de los caudales de crecida en la zona de estudio, es necesario determinar cuáles son los gastos que se generan a partir de la escorrentía consecuencia de una determinada precipitación. A medida que las características básicas de la cuenca, en lo que se refiere a la generación de la escorrentía, aumentan su complejidad en términos de tipo de suelo, extensión superficial, importantes variaciones en las pendientes longitudinales, complejas configuraciones de las redes de drenaje, entre otras, es necesario implementar métodos cuyas capacidades permitan adaptarse a las particularidades que se desarrollen dentro de la misma zona, logrando así una representación aceptable de los procesos hidrológicos que se lleven a cabo.

El conjunto de parámetros antes mencionados, debidamente correlacionados, es lo que conforma el modelo de lluvia-escorrentía. Los procesos y términos básicos que se desarrollarán se definen a continuación:

Escurrimiento: “Exceso de precipitación que se desplaza sobre la superficie del terreno por gravedad, formando una red hidrográfica sobre el terreno, hacia un punto de salida del área de drenaje de la cuenca”. (Bolinaga, 1999)

Cuenca: “Superficie que colecta toda el agua de excesos de precipitación hacia un punto determinado del cauce” (Bolinaga, 1999).

Precipitación: “La precipitación incluye la lluvia, la nieve y otros procesos mediante los cuales el agua cae a la superficie terrestre. La formación de

precipitación requiere la elevación de una masa de agua en la atmósfera de tal manera que se enfríe y se condense” (Chow, Maidment & Mays, 1994). Es de cierta manera, la materia prima para la producción de la escorrentía.

Infiltración: “La infiltración es el proceso mediante el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo. Muchos factores influyen en la tasa de infiltración, incluyendo la condición de la superficie del suelo y su cubierta vegetal, las propiedades del suelo, tales como la porosidad y la conductividad hidráulica y el contenido de humedad presente en el agua” (Chow et al, 1994).

Evapotranspiración: “La evapotranspiración es la combinación de evaporación desde la superficie del suelo y la transpiración de la vegetación. Los mismos factores que dominan la evaporación desde una superficie de agua abierta también dominan la evapotranspiración, los cuales son: el suministro de energía y el transporte de vapor” (Chow et al, 1994, p.93). Se considera que la evapotranspiración ocurre del almacenamiento de intercepción, pero cuando este almacenamiento no es capaz de suplir la demanda de humedad, ésta es suministrada por el almacenamiento de la zona superior del suelo.

Intercepción: “La intercepción de la precipitación se denomina al volumen de agua que es atrapada por la vegetación en la hojas, ramas y tallos. Es evaporada y devuelta a la atmósfera durante y después de eventos de lluvia. Va bajando de nivel de vegetación según se va deslizando el agua almacenada en las superficies por el agua que va cayendo” (Chow et al, 1994).

Escorrentía: La escorrentía superficial o directa es la precipitación que no se infiltra en ningún momento y llega a la red de drenaje moviéndose sobre la superficie del terreno por la acción de la gravedad. Corresponde a la precipitación que no queda tampoco detenida en las depresiones del suelo, y que escapa a los

fenómenos de evapotranspiración. El proceso que describe el agua cuando se inicia un aguacero depende de las características del terreno: la primera lluvia caída se invierte en llenar la capacidad de retención de la parte aérea de las plantas y en saturar el suelo. (Linsley, Kohler & Paulhus, 1998)

Flujo Base: Es el caudal que se observa en un curso de agua al final de un período de estiaje. Está constituido por el aporte de las aguas subterráneas a la red de drenaje natural. Es la diferencia entre el caudal total y la escorrentía directa.

3.3. Tormenta de diseño.

Se define como tormenta de diseño a un patrón de precipitación con una distribución hipotética de la cantidad de lluvia precipitada en un cierto lapso de tiempo previamente definido. Se emplea dicha distribución en el diseño de un sistema hidrológico para representar el patrón de lluvia que, al ser transformada por los procesos intrínsecos de la cuenca, generan el hidrograma de creciente cuyo valor máximo corresponde al caudal de diseño.

La tormenta de diseño es el dato de entrada del modelo lluvia-escorrentía, sin embargo, no es el único; dependiendo de la caracterización del modelo, también pueden existir otros datos de entrada tales como: evapotranspiración, flujos bases, entre otros.

El procedimiento para generar la tormenta de diseño consiste en caracterizar la lluvia en términos de lámina precipitada, duración y frecuencia; para ello es necesario realizar un análisis estadístico de una serie de valores de precipitación máxima en función de una duración.

Cada tormenta se somete a un análisis de frecuencia, asociando modelos probabilísticos que serán descritos más adelante en este documento. Así se consigue una asignación de probabilidad para la intensidad de lluvia correspondiente a cada duración, la cual se representa en un gráfico único de intensidad vs. duración, teniendo como parámetro el período de retorno.

3.3.1. Probabilidad de crecientes.

La probabilidad de una creciente viene definida por el porcentaje de certidumbre asociado a un evento futuro que se quiere evaluar, el cual se relaciona inversamente con el período de retorno para definir la frecuencia (en años) con la que dicho evento, en promedio, puede ser igualado o excedido.

$$T_R = \frac{1}{P} \quad \text{Ec. 3.1}$$

Existen numerosas fórmulas para calcular el valor de la probabilidad (P) en función del rango (m) y el número de valores (n), una de las más utilizadas es la distribución de Weibull que viene expresada por las fórmulas:

$$P = \frac{m}{n+1} \quad \text{Ec. 3.2}$$

$$T_R = \frac{n+1}{m} \quad \text{Ec. 3.3}$$

Es importante resaltar que, para obtener valores con un razonable margen de seguridad y exactitud, es necesario disponer de una amplia cantidad de data (muchos valores de n), pero como no siempre son factibles tales recursos, es necesario recurrir a curvas teóricas de frecuencia que permitan hacer extrapolaciones en los datos.

3.3.2. Curvas teóricas de frecuencia.

“Los valores extremos son valores máximos o mínimos seleccionados de conjuntos de datos” (Chow et al, 1994). Los distintos tipos de curvas existentes se diferencian entre sí en la forma de las expresiones que definen la concavidad de la curva. Los parámetros usados para definirla son: valor promedio, desviación, varianza, coeficiente de variación, asimetría, rango de valores, entre otros.

Todos estos valores antes señalados se definen tomando como base una muestra limitada, y por lo tanto los verdaderos valores -serie infinita de esos parámetros- difieren de los calculados con las ecuaciones anteriores, siendo esa diferencia mayor mientras menor sea el valor de n .

Conocidos tales parámetros, se ha demostrado que en la gran mayoría de los casos que la forma de la curva de distribución de probabilidades se ajusta a la ecuación:

$$X_i = X + K_i * \sigma \quad \text{Ec. 3.4}$$

donde K_i , llamado factor de frecuencia, es una función de la propia forma de la curva, es decir, del nivel de probabilidad del evento X_i . En las suposiciones sobre el tipo de distribución se basan las diferentes curvas teóricas existentes.

Dentro de las curvas teóricas de frecuencias más utilizadas se encuentran los siguientes tipos de distribución. (Linsley et al, 1998)

- Normal: denominada también “Campana de Gauss”, que es una distribución simétrica. Es poco frecuente en los fenómenos hidrometeorológicos.
- Logarítmica Normal: supone que, aunque X_i no se distribuye normalmente, si lo hace su logaritmo, por lo que todas sus expresiones se denotan con valores de $\log(X_i)$ y $\log(X)$, en lugar de X_i y X . Se adapta bien a escurrimientos mensuales en ríos pequeños.
- Pearson Tipo III: es una distribución tipo gamma, de tal forma que si la asimetría se reduce a cero se transforma en una distribución normal. Existe una variación de esta llamada log Pearson tipo III. Ha sido adaptada para estudios de frecuencia de gastos máximos anuales.
- Extrema de Gumbel: es una distribución básicamente similar a la logarítmica normal, con asimetría constante y se aplica solo a valores extremos. Es el tipo de distribución usualmente utilizado en Venezuela y será el método utilizado en este trabajo. Las tormentas de diseño que serán utilizadas en este estudio serán ajustadas a este tipo de distribución.

Debido a que la distribución extrema de Gumbel es similar a la logarítmica normal con asimetría constante, su distribución de probabilidad se adapta a la función doble exponencial:

$$P = e^{-e^{-y}} \quad \text{Ec. 3.5}$$

Dónde:

P = Probabilidad de no ocurrencia de un evento.

Y = Variable reducida de Gumbel.

La variable reducida de Gumbel se relaciona con el período de retorno (T_R) mediante la siguiente expresión:

$$y = -\ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \quad \text{Ec. 3.6}$$

Y se relaciona con el factor de frecuencia (K) mediante la siguiente expresión:

$$K = \frac{y - y_n}{S_n} \quad \text{Ec. 3.7}$$

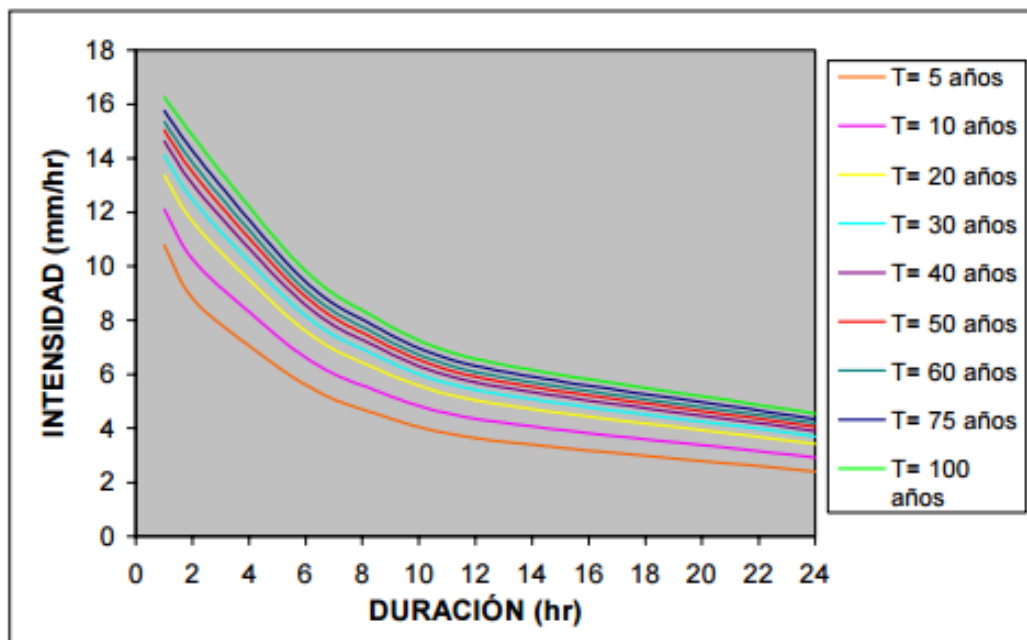
Los valores Y_n y S_n son dependientes del número de años de registro. Determinados dichos valores y establecido el período de retorno para el cual se desea conocer la intensidad del evento, se procede a calcular los valores del factor de frecuencia y de la variable reducida. Posteriormente se calcula el máximo evento según la Ecuación 3.4. En este caso, la precipitación máxima e intensidades de lluvia de diferentes duraciones.

3.3.3. Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF).

La intensidad de la lluvia se define como la cantidad de agua de lluvia que cae por unidad de tiempo, siendo ésta inversamente proporcional a la duración de

la precipitación, esta relación presenta grandes cambios dependiendo de diversas variables evaluadas. La duración de la precipitación es el tiempo que transcurre desde que esta inicia hasta que cesa. La curva intensidad-duración es aquella que expresa la máxima intensidad de precipitación para diversos intervalos de tiempo que, generalmente, sumados se refieren a la duración de la lluvia.

Cuando la elaboración de los datos de intensidad de lluvia proviene de un tratamiento estadístico, la curva intensidad-duración debe señalar el período de retorno al que corresponden los valores de intensidad, convirtiéndose así en unas curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia. Es usual presentar en un mismo gráfico una familia de curvas con diferentes frecuencias y cuyos valores de intensidad-duración provienen de la misma estación de medición. Para una mejor lectura del gráfico, en ocasiones se suele presentar en escala logarítmica. Para mayor referencia, véase la Gráfica 3.1, donde se presentan curvas IDF para un caso genérico.

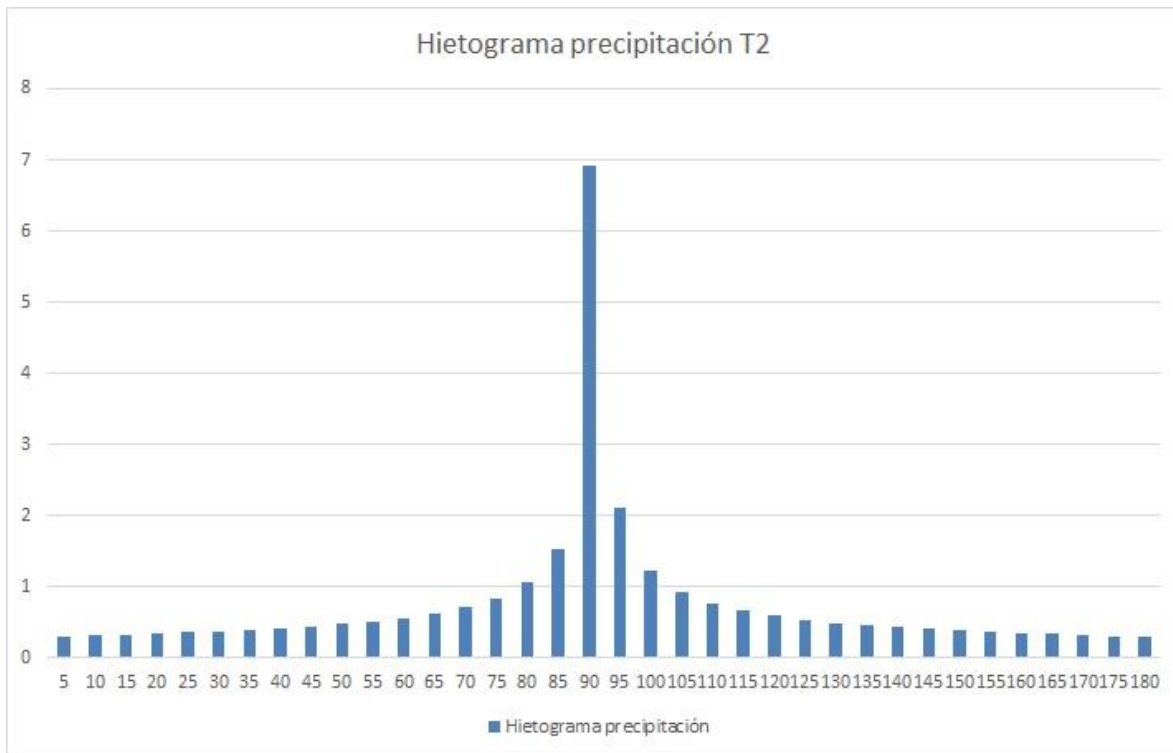


Gráfica 3.1. Curva IDF para diferentes períodos de retorno.

Fuente: Propia.

3.3.4. Hietograma de precipitación.

Un hietograma es un gráfico que expresa la precipitación en función del tiempo, generalmente se representa como un gráfico de barras (histograma) separado de acuerdo al período de retorno del evento a considerar. Para mayor referencia véase la gráfica 3.2 (hietograma genérico).



Gráfica 3.2. Hietogramas de lluvia.

Fuente: Propia.

3.4. Exceso de precipitación y escorrentía directa.

“El exceso de precipitación, o precipitación efectiva, es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca. La diferencia entre el hietograma de lluvia total que se observa y el hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o pérdidas. Las pérdidas son

primordialmente agua absorbida por infiltración con algo de intercepción y almacenamiento superficial” (Chow et al, 1994)

Existen diferentes métodos para calcular las abstracciones. Muchos se fundamentan en el estudio de los parámetros de infiltración, sin embargo, las técnicas de cálculo son complejas y es necesario tener información de caudales para la tormenta, sin embargo, como especifica Chow (1994) “en la mayoría de los problemas hidrológicos, el hidrograma de caudal no se encuentra disponible y las abstracciones tienen que determinarse calculando la infiltración y teniendo en cuenta separadamente las otras formas de abstracción como intercepción y detención o almacenamiento en depresiones”.

Debido a la dificultad en la disponibilidad y determinación de los parámetros necesarios para resolver las ecuaciones de infiltración, se desarrollaron métodos alternativos para estimar las abstracciones, fundamentados en parámetros más sencillos de manejar, como lo es el Método del Soil Conservation Service (SCS) para el cálculo de abstracciones, que se describe a continuación.

3.4.1. Método del SCS para calcular abstracciones.

“El Soil Conservation Service (1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e , es siempre menor o igual a la precipitación P , de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S ” (Chow et al, 1994). Ver Figura 3.1

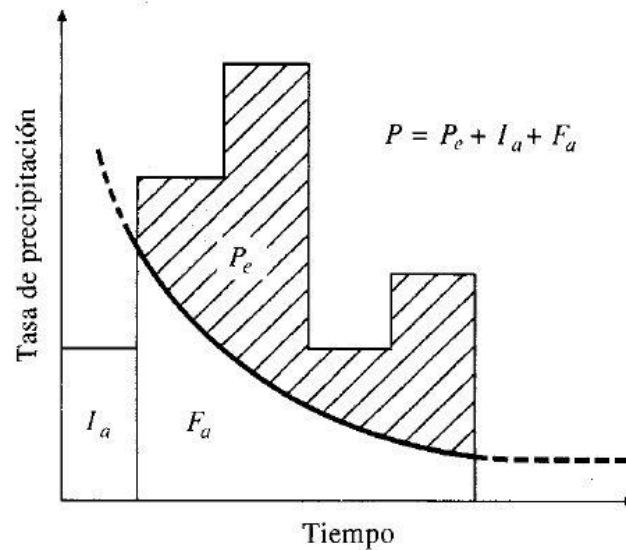


Figura 3.1. Variables en el método de las abstracciones del SCS.

Fuente: Chow (1994)

Dónde

P = Precipitación total.

P_e = Exceso de precipitación.

I_a = Abstracción inicial.

F_a = Abstracción continuada.

“La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales”, es decir,

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad \text{Ec. 3.8}$$

Del principio de continuidad

$$P = P_e + I_a + F_a \quad \text{Ec. 3.9}$$

Combinando las ecuaciones 3.8 y 3.9 y resolviendo para P_e , se encuentra la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método del SCS.

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad \text{Ec. 3.10}$$

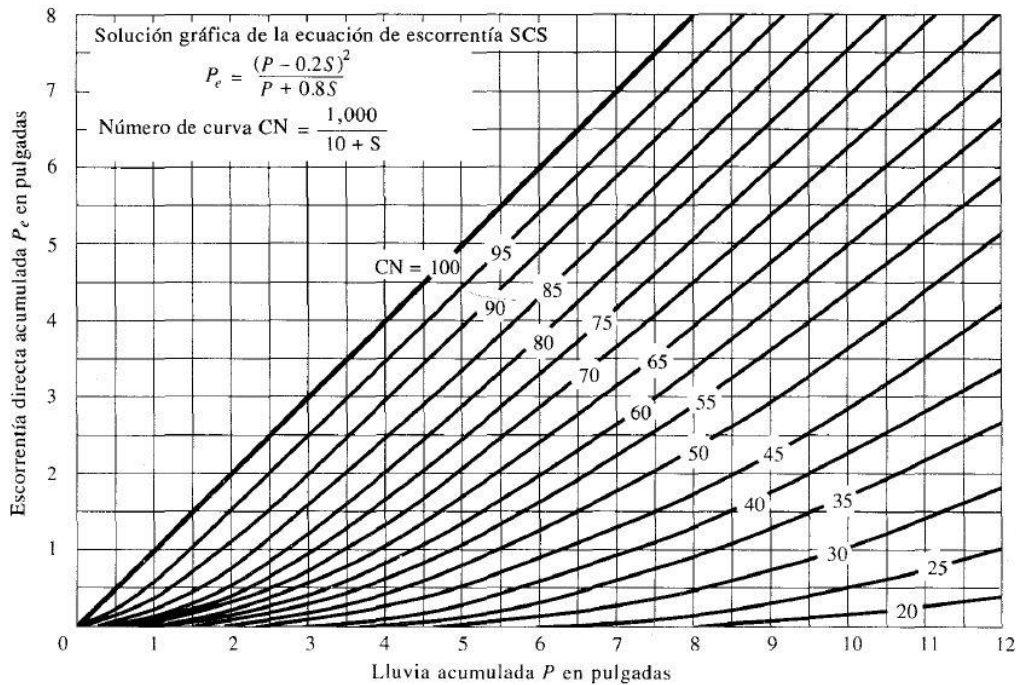
Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica:

$$I_a = 0.20 * S_c \quad \text{Ec. 3.11}$$

Con base en esto,

$$P_e = \frac{(P - 0.20 * S)^2}{P + 0.80 * S} \quad \text{Ec. 3.12}$$

Al representar en gráficas la información de P y P_e para muchas cuencas, el SCS encontró curvas como las que se muestran en la Gráfica 3.3 (Chow et al, 1994, p.151).



Gráfica 3.3. Solución de las ecuaciones de escorrentía del SCS.

Fuente: Soil Conservation Service (1972).

El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad \text{Ec. 3.13}$$

donde S está en pulgadas. Los números de curva que se encuentran en la gráfica 3.2 se aplican para condiciones antecedentes de humedad (AMC, por sus siglas en inglés) normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

$$CN(I) = \frac{4.2 * CN(II)}{10 - 0.058 * CN(II)} \quad \text{Ec. 3.14}$$

$$CN(III) = \frac{23 * CN(II)}{10 + 0.13 * CN(II)} \quad \text{Ec. 3.15}$$

En la Tabla 3.1 se muestra el rango para las condiciones antecedes de humedad para cada clase. Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelo:

- Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
- Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.
- Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.
- Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
GRUPO AMC	Estación Inactiva	Estación de Crecimiento
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4
II	De 0.5 a 1.1	De 1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

Tabla 3.1. Clasificación de clases antecedes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.

Fuente: Soil Conservation Service (1972).

Los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra en estos tipos de suelos se dan en la Tabla 3.2.

Descripción del uso de la tierra	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
con tratamientos de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas,	45	66	77	83
cubierta buena ²	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.				
óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial ³ :				
Tamaño promedio del lote Porcentaje promedio impermeable ⁴				
1/8 acre o menos 65	77	85	90	92
1/4 acre 38	61	75	83	87
1/3 acre 30	57	72	81	86
1/2 acre 25	54	70	80	85
1 acre 20	51	68	79	84
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁵	98	98	98	98
grava	76	85	89	91
tierra	72	82	87	89

1 Para una descripción más detallada de los números de curva para usos agrícolas de la tierra, remitirse a Soil Conservation Service, 1972, Cap. 9

2 Una buena cubierta está protegida del pastizaje, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.

3 Los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los accesos se dirige hacia la calle, con un mínimo del agua del techo dirigida hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.

4 Las áreas permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buena condición para estos números de curva.

5 En algunos países con climas más cálidos se puede utilizar 95 como número de curva.

Tabla 3.2. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a=0.20 \cdot A$).

Fuente: Chow et al (1994).

3.4.2. Hidrograma Unitario.

“El hidrograma unitario de una cuenca se define como el hidrograma de escorrentía resultante de una pulgada (usualmente tomado como 1 centímetro en unidades del SI) de exceso de lluvia generado uniformemente sobre el área de drenaje a una tasa constante a lo largo de una duración efectiva. (...) El hidrograma unitario es un modelo lineal simple que puede usarse para deducir el hidrograma resultante de cualquier cantidad de exceso de lluvia. Las siguientes suposiciones básicas son inherentes a este modelo” (Chow et al, 1994, p.220). El exceso de precipitación tiene una intensidad constante dentro de la duración efectiva.

- El exceso de precipitación está uniformemente distribuido a través de toda el área de drenaje.
- El tiempo base del hidrograma de escorrentía directa (la duración de la escorrentía) resultante de un exceso de lluvia de una duración dada es constante.
- Para una cuenca dada, el hidrograma resultante de un exceso de lluvia dado refleja las características no cambiantes de la cuenca.

El hidrograma unitario brinda una estimación del caudal o flujo resultante. Hay varios intervalos de tiempo asociados con la teoría del hidrograma unitario:

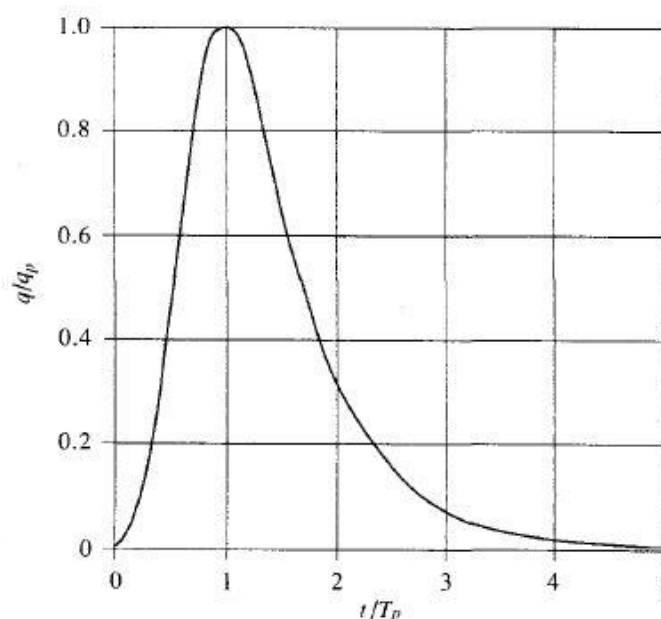
Tiempo al pico: a veces denominado tiempo de demora, es el tiempo que transcurre desde que se inicia el escurrimiento directo hasta el pico del hidrograma.

Tiempo de concentración: se define como el tiempo para el cual toda cuenca empieza a contribuir, es el tiempo que tarda el flujo desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida de la misma.

“El hidrograma unitario desarrollado a partir de la información de lluvia de caudal en una cuenca se aplica solamente para la cuenca y para el punto de la corriente donde se midió la información de caudales. Los procedimientos del hidrograma unitario sintético se utilizan para desarrollar hidrogramas unitarios para otros puntos en la corriente dentro de la misma cuenca o para cuencas adyacentes de carácter similar”. (Chow et al, 1994, p.220)

3.4.3. Hidrograma adimensional del SCS.

“El hidrograma adimensional del SCS es un hidrograma unitario sintético en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal q con el caudal pico q_p , y el tiempo por la relación del tiempo t respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario T_p ” (Chow et al, 1994, p.236). En resumen, a partir del hidrograma adimensional, se puede estimar el hidrograma unitario conociendo el caudal pico y el tiempo de retardo para cierta duración de lluvia. Ver Gráfica 3.4.



Gráfica 3.4. Hidrograma adimensional preparado usando varios hidrogramas unitarios de una variedad de cuencas.

Fuente: Chow et al (1994)

Según varios estudios de los hidrogramas unitarios de muchas cuencas rurales grandes y pequeñas, se llegó a la conclusión que el tiempo de retardo (T_r), conocido como LAG TIME en el HEC-HMS, es el 60% del tiempo de concentración (T_c) de la cuenca:

$$T_r = 0.60 * T_c \quad \text{Ec 3.16}$$

3.4.4. Tiempo de concentración.

“Se conoce como el tiempo que tarda una gota de agua en recorrer el trayecto desde el punto más alejado de la cuenca hasta un punto de concentración, o sitio de cálculo, y se puede determinar sumando dos términos, donde el T_{cs} es el tiempo correspondiente al flujo superficial y T_v es el tiempo de viaje a través de los cauces naturales” (Franceschi, 1984)

$$T_c = T_{cs} + T_v \quad \text{Ec. 3.17}$$

$$T_{cs} = \frac{\Delta L}{M * \sqrt{S}} \quad \text{Ec. 3.18}$$

$$T_v = 0.0195 * \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \quad \text{Ec. 3.19}$$

Donde:

ΔL = Recorrido superficial (m).

M= Constante de cobertura superficial.

S= Pendiente del cauce (decimal).

L= Recorrido del encauzado.

Cobertura Superficial	M
Bosque Húmedo Tropical	50
Cultivos terrazados, pastos altos, barbecho	100
Potreros, pastizales cortos	140
Cultivos en hilera	180
Ninguna vegetación	200
Pavimento	400

Tabla 3.3. Valores de M según el tipo de cobertura superficial

Fuente: Franceschi (1984)

3.5. Tránsito de crecientes (*Método de Muskingum*).

Se puede definir como el análisis para seguir el caudal de una creciente a través de un sistema hidrológico, en donde lo que se busca es determinar el tiempo y la magnitud del evento en un punto de un curso de agua utilizando hidrogramas derivados de un previo análisis hidrológico de una cuenca.

“El método de Muskingum es un método de tránsito hidrológico que se usa comúnmente para manejar relaciones caudal-almacenamiento variables. Este modelo reproduce el almacenamiento volumétrico de la creciente en un canal de un río mediante la combinación del almacenamiento de cuña y prisma (ver Figura 3.2). Durante el avance de la onda de creciente, el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida, siendo un almacenamiento de cuña. Durante la recesión, el caudal de salida es mayor que el caudal de entrada resultando en una cuña negativa. Adicionalmente, existe un almacenamiento por prisma que está formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo de la longitud del canal prismático” (Chow et al, 1994, p.264).

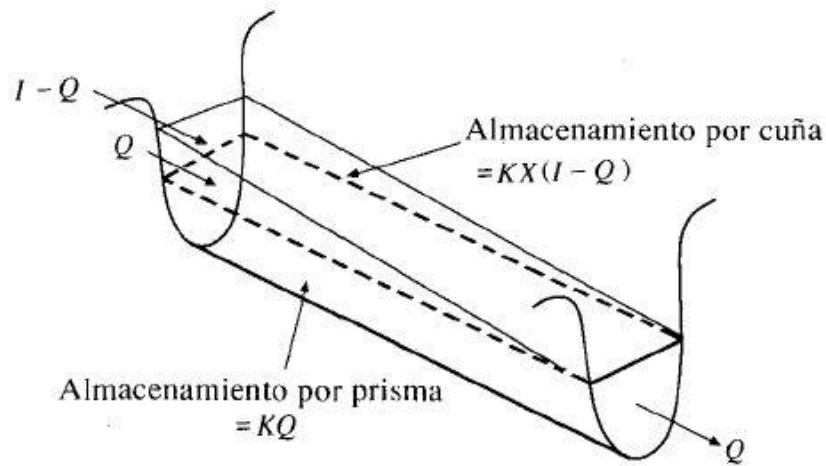


Figura 3.2. Almacenamiento por prisma y por cuña en un tramo de un canal.

Fuente: Chow et al (1994).

Los parámetros de este tránsito de avenidas son K y X , donde K es el tiempo requerido para que la onda de crecida atraviese el tramo de tránsito y es expresado en horas, mientras que, según Chow (1994, p.265), X “depende de la forma de almacenamiento por cuña modelado. Su valor varía desde 0 (para un almacenamiento tipo embalse), hasta 0.5 (para una cuña completamente desarrollada)”. En general se usan valores de X de 0.2 para pendientes bajas y hasta de 0.35 para pendientes altas.

El parámetro K (horas) puede ser calculado por las condiciones propias del canal del curso de agua: su distancia máxima Δx (expresada en Km) y la pendiente máxima (en decimales) de la subcuenca i .

$$K = 0.18 * \left(\frac{\Delta x}{i^{0.25}} \right)^{0.76} \quad \text{Ec. 3.20}$$

3.6. Programa de simulación hidrológica. HEC-HMS 4.2.

El Sistema de Modelado Hidrológico es un software creado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HMS y HEC por sus siglas en inglés, respectivamente) del Cuerpo de Ingeniería la Armada de los Estados Unidos. Es un programa que pretende simular el proceso hidrológico completo de precipitaciones y escurrimientos en cuencas hidrográficas, con el fin de calcular caudales máximos y tiempos al pico de condiciones extremas de lluvia; incluyendo métodos tradicionales de estudio hidrológico tales como infiltración, hidrogramas unitarios, etc. La simulación que ejecuta es de tipo evento, lineal y semidistribuido. También puede utilizarse para la simulación continua de caudales.

Para emular la respuesta hidrológica de la cuenca que se quiere estudiar, el programa HEC-HMS utiliza los siguientes componentes:

3.6.1. Modelo de la cuenca (Basin Model).

En este apartado se le informa al programa sobre las distintas sub cuencas que conforman el sistema y las características de cada una de ellas. En él se desarrolla el modelo de la cuenca agregando y conectando elementos hidrológicos, los cuales usan modelos matemáticos para describir los procesos físicos que se producen en la cuenca. La Tabla 3.4 describe los elementos hidrológicos disponibles del programa. Los métodos de cálculo que se usan en las subcuencas se describen en la Tabla 3.5. Los métodos de cálculo que se usan en los tramos de conexión son los relativos a la propagación de caudales y se especifican en la Tabla 3.6.

Elemento Hidrológico	Descripción
Subcuenca (Subbasin)	Es utilizado para representar la parte física de la cuenca. Dada la precipitación, el caudal de salida de la subcuenca es calculado restando las pérdidas y transformando el exceso de precipitación en caudal de salida sumándole el gasto base.
Tramo (Reach)	Es utilizado para transitar el flujo hacia aguas abajo de la cuenca. El gasto de entrada a este elemento puede venir de uno o más elementos aguas arriba. El flujo de salida es calculado con base en el tránsito y la

	atenuación del hidrograma de entrada.
Confluencia (Junction)	Se usa para unir hidrogramas que provienen de elementos hidrológicos situados aguas arriba. La respuesta es simplemente la suma de los hidrogramas de todos los elementos conectados a la unión (en tiempos concurrentes) y asumiendo que no existe almacenamiento en la misma.
Fuente (Source)	Se usa para introducir caudal en la cuenca. Este elemento no tiene entrada y la salida está definida por el usuario.
Sumidero (Sink)	Se encuentra en el extremo aguas debajo de la cuenca y representa el punto de salida de la misma. La entrada puede provenir de uno o más elementos. No hay gasto de salida en este elemento.
Reservorio (Reservoir)	Se usa para modelar la detención y atenuación de un hidrograma causado por un embalse o depósito de retención.
Derivación (Diversion)	Se usa para modelar un gasto que abandona un tramo de cauce. La salida del flujo puede ser desviada o no desviada.

Tabla 3.4. Descripción de los elementos hidrológicos.

Fuente: Nanía (2007)

Proceso	Método
Pérdidas	Déficit y razón constante (DC). Inicial y razón constante. Exponencial. Número de curvas (CN) del SCS. Green y Ampt. DC por celdas. CN SCS por celdas. SMA por celdas.
Escorrentamiento de la cuenca	Hidrograma Unitario (HU) de Clark. Onda cinemática. Clark Modificado. HU SCS. HU Snyder. HU especificado por el usuario. Hidrograma en S especificada por el usuario.
Flujo base	Recesión restringida. Constante mensual. Depósito lineal. Recesión.

Tabla 3.5. Descripción de los elementos hidrológicos.

Fuente: Nanía (2007)

Método de tránsito
Onda Cinemática
Retraso
Plus modificado (embalse a nivel)
Muskingum
Muskingum-Cunge

Tabla 3.6. Métodos de cálculo que se usan en los tramos de conexión.

Fuente: Nanía (2007).

3.6.2. Modelo meteorológico (Meteorologic Model).

Calcula la entrada de precipitación requerida en una subcuenca. Puede usar precipitación normal o por celdas y puede modelar precipitación sólida y líquida junto con evapotranspiración, pero este solo se requiere cuando se desee una respuesta de la cuenca continua o en largos períodos de tiempo.

Métodos de precipitación
Tormenta asociada a frecuencia
Pluviómetros con pesos
Precipitación por celdas
Inversa de la distancia
Tormenta del SCS
Hietograma especificado
Tormenta de proyecto estándar

Tabla 3.7. Métodos de precipitación en el modelo meteorológico.

Fuente: Nanía (2007).

3.6.3. Especificaciones de control (Control Specifications).

Las especificaciones de control fijan la duración de cada corrida de una simulación. La información en las especificaciones de control incluye una fecha de inicio, una fecha de finalización y el intervalo de tiempo de la simulación.

3.6.4. Datos de entrada (Time-Series Data).

El programa permite la introducción de los parámetros que formarán parte de las condiciones de contorno, tanto para las subcuencas como para el modelo meteorológico. Las entradas se pueden generar de varias formas: series temporales, pares de datos y datos por celdas. Las celdas o grillas son

subdivisiones de la cuenca, las cuales almacenan información pertinente respecto a la precipitación, área, pendientes y condición de humedad del suelo. En la Tabla 3.8 se presenta una lista de los parámetros en función de la forma como se introduzcan.

Series temporales de datos	Pares de datos	Datos por celdas
Pluviómetros	Funciones almacenamiento-caudal	Precipitación
Medidores de caudal	Funciones cota-almacenamiento	Temperatura
Limnímetros	Funciones cota-área	Radiación solar
Termómetros	Funciones cota-caudal	Coeficiente de cultivo
Medidores de radiación solar	Funciones cota-derivación	Capacidad de almacenamiento
Coeficientes de cultivo	Secciones transversales	Tasa de percolación
	Hidrogramas unitarios	Coeficientes de almacenamiento
	Curvas de porcentaje	Déficit de humedad
	Funciones de fusión de nieve	Área impermeable
	Patrones de tasa de fusión de nieve	Número de curva del SCS

Tabla 3.8. Componentes de los datos de entrada para el HEC-HMS.

Fuente: Nanía (2007)

3.7. Sistema de modelamiento de ríos. HEC-RAS 5.0.1.

El Sistema de Análisis de Ríos (HEC-RAS) del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos de América, es un software diseñado para el análisis hidráulico de ríos y de canales artificiales.

La capacidad de los modelos numéricos para representar fenómenos naturales ha venido evolucionando, y estos resultan de mucha importancia, por la necesidad de predecir tales fenómenos para anticipar ciertas medidas preventivas y correctivas sobre la zona de influencia al paso del agua. HEC-RAS es una herramienta que ha venido evolucionando y que, a la fecha, cuenta con una extensión que permite simular el flujo de agua combinando modelos 1D/2D, así como totalmente 2D.

Entre las principales características técnicas del programa se tiene que:

- Realiza el cálculo hidráulico de estructuras como puentes, aliviaderos, alcantarillas, vertederos, entre otras.
- Permite la visualización gráfica de resultados que tienen que ver con perfiles longitudinales, secciones transversales, vistas en tres dimensiones y tablas de valores.
- Permite la edición gráfica de secciones transversales.

El cálculo de perfiles hidráulicos, a lo largo de un tramo de cauce, es fundamental para estimar los niveles del agua durante el paso de avenidas extraordinarias y, de esta manera, saber con qué gasto se comienza a desbordar el cauce y las zonas en las que se presentan dichos desbordamientos, además de emplear esa información para ubicar las zonas donde se requieren hacer trabajos de dragado, rectificación de cauces y construcción o mantenimiento de bordes.

El cálculo de los perfiles hidráulicos se basa en el balance de la ecuación de la energía que se presenta a continuación, calculando la superficie libre del agua de una sección a otra, empleando un método iterativo llamado paso estándar:

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2g} + h_e \quad \text{Ec. 3.21}$$

Donde:

Z_1 y Z_2 = Carga de posición de las secciones 1 y 2.

Y_1 y Y_2 = Carga de presión de las secciones 1 y 2 (también corresponde con los tirantes del agua).

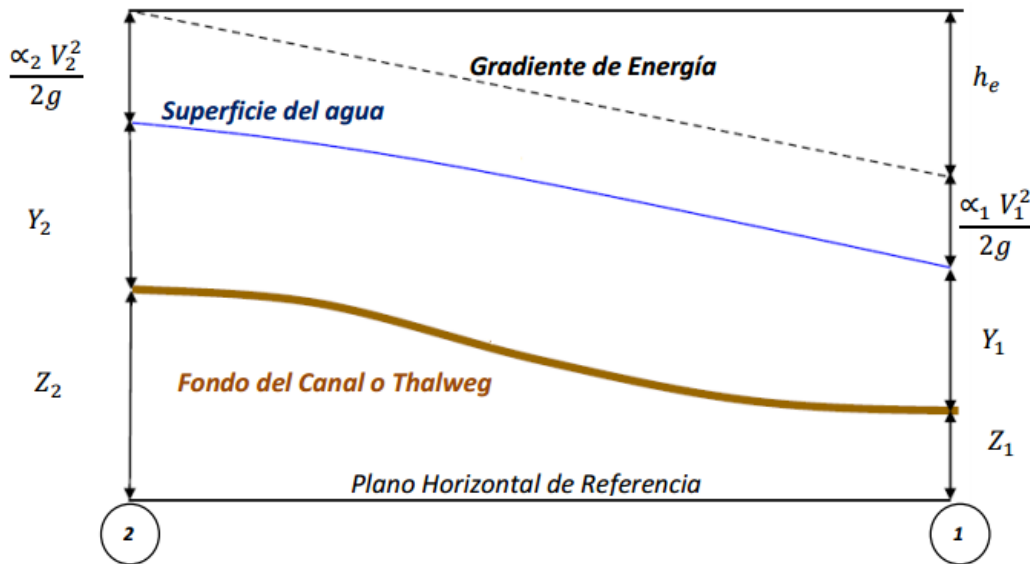
V_1 y V_2 = Velocidad media en las secciones transversales 1 y 2.

α_1 y α_2 = Coeficiente de Coriolis en las secciones 1 y 2.

g = Aceleración de la gravedad.

h_e = Pérdida de energía entre las secciones 1 y 2.

En la siguiente gráfica se presentan los términos de la expresión de energía ente las secciones 1 y 2.



Gráfica 3.5. Representación de los términos de la ecuación de energía.

Fuente: Propia.

La pérdida de energía (h_e) que se produce entre las secciones 1 y 2, es la suma de las pérdidas debido a la fricción y las fuerzas que se deben a la contracción o expansión del flujo; la ecuación empleada para evaluar la pérdida de energía es la siguiente:

$$h_e = L \cdot S_f + C \left| \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2g} \right| \quad \text{Ec. 3.22}$$

Donde:

L = Longitud entre las secciones 1 y 2.

S_f = Pendiente entre las secciones 1 y 2.

C = Coeficiente de pérdidas por expansión o contracción.

α = Coeficiente de Coriolis.

La ecuación de cantidad de movimiento se utiliza en situaciones donde el perfil de la superficie de agua es rápidamente variado, entre las situaciones que evalúa el programa incluye al régimen de flujo mixto (resaltos hidráulicos), hidráulica de puentes y confluencias. Los efectos de las obstrucciones causadas por estructuras como puentes (bridges), y alcantarillas (culverts), son considerados por el programa.

3.7.1. Condiciones de control

El flujo de canales abiertos tiene lugar cuando los líquidos fluyen por la acción de la gravedad y solo están parcialmente envueltos por un contorno sólido. En el flujo de canales abiertos, el líquido que fluye tiene superficie libre y sobre él no actúa otra presión que la debida a su propio peso y a la presión atmosférica.

3.7.1.1. Numero de Froude

El número de Reynolds y los términos laminar y turbulentos no bastan para caracterizar todas las clases de flujo en los canales abiertos. El mecanismo principal que sostiene flujo en un canal abierto es la fuerza de gravitación. El parámetro que representa este efecto gravitacional es el Número de Froude, el cual puede expresarse de forma adimensional. Este es útil en los cálculos del resalto hidráulico, en el diseño de estructuras hidráulicas y en el diseño de barcos.

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot \frac{A}{T}}} \quad \text{Ec 3.23}$$

Donde:

v = Velocidad media de la sección del canal (m/s).

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

A = Área de la sección transversal (m^2).

T = Ancho tope del flujo (m).

3.7.2. Modelaje hidráulico.

Para realizar una simulación hidráulica utilizando el programa HEC–RAS, se tienen que seguir una serie de pasos, con los cuales, se van generando los archivos que definen tanto la geometría, como las condiciones de frontera en el sistema hidráulico. En general los principales pasos son:

- Crear un nuevo proyecto.
- Ingresar datos geométricos.
- Ingresar datos del flujo y condiciones de borde.
- Ejecutar cálculos hidráulicos.
- Ver e imprimir resultados.

El flujo, según su número de froude, se clasifica como:

- $Fr < 1$, Flujo subcrítico o tranquilo, tiene una velocidad relativa baja y la profundidad es relativamente grande, prevalece la energía potencial. Corresponde a un régimen de llanura.
- $Fr = 1$, Flujo crítico, es un estado teórico en corrientes naturales y representa el punto de transición entre los regímenes subcrítico y supercrítico.
- $Fr > 1$, Flujo supercrítico o rápido, tiene una velocidad relativamente alta y poca profundidad prevalece la energía cinética. Propios de cauces de gran pendiente o ríos de montaña.

3.7.2.1. Creación de datos geométricos.

Para realizar el modelaje hidráulico de un tramo de cauce, ya sea natural o artificial, el programa requiere los datos geométricos como datos de entrada. Las variables geométricas consideradas por el programa son las siguientes:

- Esquema del río (River System Schematic): El programa requiere gráficamente el tramo de río que va a ser analizado, desde la sección aguas arriba hasta la sección aguas abajo que definan al mismo.

Dependiendo del tramo en estudio, el esquema puede contener uno o más tramos de río (river reach), uniones (junctions), estaciones de bombeo (pump stations), entre otras.

- Secciones transversales (Cross Section Data): Cada sección transversal se define por la geometría representativa de los puntos notables que la conforman. Los datos que se introducen en cada sección son los siguiente:
 - Distancia hasta la sección próxima aguas abajo.
 - Coeficiente de rugosidad de Manning para el margen izquierdo, para el margen derecho, así como para el canal central del cauce en estudio.
 - Coeficiente de contracción y expansión.

También es necesario definir correctamente el canal principal o canal central del cauce a estudiar, esto con la finalidad de que el programa asigne los límites de las márgenes (izquierda y derecha), y así poder interpretar de manera correcta los coeficientes de rugosidad.

- Estructuras especiales (puentes, alcantarillas, vertederos, terraplenes, etc.): cuando se realiza el modelaje geométrico, esta herramienta permite introducir estructuras especiales como son los puentes, vertederos, compuertas, cajones, alcantarillas. Es necesario definir las estructuras en orden con respecto a la numeración de las secciones geométricas anteriormente establecidas.

3.7.2.2. Creación de datos hidráulicos para flujo no permanente.

Para el caso del flujo no permanente, el programa requiere de la entrada de las siguientes variables:

- Cuando se realiza un análisis hidráulico haciendo uso de las herramientas de flujo no permanente, a diferencia del flujo permanente, los datos de

caudales iniciales se deben ser introducidos como hidrogramas de flujo en los afluentes y en el mismo río o canal en estudio.

- El programa permite establecer condiciones iniciales de gasto para cada tramo que se vaya a evaluar, asumiendo que en cada tramo hay un caudal fijo permanente. Los gastos iniciales corresponden a los flujos que circulan por los canales en condiciones de flujo permanente, y están dados por los gastos base que ingresan al sistema.
- Para cada tramo a ser evaluado (reach) se le asignarán sus respectivas condiciones de borde (boundary conditions). En esta condición de borde se le asignará el hidrograma correspondiente a cada uno de los tramos en cuestión.
- El modelo HEC-RAS posee varias alternativas para incluir la condición de frontera de salida, también conocida como la condición de frontera aguas abajo, tanto para modelaciones con flujo en régimen permanente como no permanente; para la modelación del flujo no permanente se dispone de: un limnigrama, es decir, la variación de la elevación de la superficie libre del agua en función del tiempo; la curva elevaciones-volúmenes de un almacenamiento, flujo uniforme y una curva de gastos, conocida como la curva elevaciones-caudales, dada por la existencia de alguna estructura hidráulica, como lo son las compuertas y vertederos, o por la capacidad de conducción del canal.

3.7.3. Simulación del comportamiento hidráulico.

La simulación del modelo consiste en escoger la data geométrica e hidráulica ya modelada, y el régimen que se espera obtener para el cauce en estudio, luego se ejecuta el programa para que realice los cálculos matemáticos. El programa tiene la posibilidad de realizar simulaciones haciendo uso de la herramienta en el modo de flujo permanente o no permanente.

3.7.4. Simulación de flujo no permanente (*unsteady flow simulation*).

El programa computacional de flujo no permanente en HEC RAS, utiliza los mismos cálculos hidráulico (propiedades de secciones transversales, puentes, alcantarillas, vertederos, estructuras de compuertas, etc.) que los desarrollados por HEC (Hydrologic Engineering Center) para el cálculo mediante el flujo permanente, sin embargo, la solución de las ecuaciones de flujo no permanente (Ecuación de Continuidad y Ecuación de Momento) se resuelven utilizando una única matriz de solución de horizonte.

La simulación mediante flujo no permanente actualmente es un proceso que se realiza en tres pasos. Primero, la data ingresada es procesada desde HEC-DSS (HEC Data Storage System), solo si es necesario, y luego es convertido en el intervalo de cálculo especificado por el usuario. En segundo paso, el programa que realiza el modelaje con flujo no permanente es encargado de procesar los datos ingresados en las tablas de propiedades hidráulicas, además de las condiciones de borde y las condiciones iniciales de flujo. Finalmente, el programa se encargará de tomar los resultados del paso anterior y generar los hidrogramas correspondientes a cada uno de los tramos que fueron modelados. (Linsley et al, 1998)

3.8. Hidráulica de canales.

Cuando el agua se transita, se hace por medio de tuberías a presión o canales abiertos, cambiando completamente el comportamiento físico del fluido. El flujo en canal abierto debe tener una superficie libre, a diferencia del flujo en tubería, que está confinado en un conducto.

Es mucho más complicado analizar el flujo en canales que en tuberías porque:

- La superficie libre puede variar.
- La profundidad del flujo, el caudal y las pendientes del fondo del canal y de la superficie libre son interdependientes.
- Un canal puede ser de cualquier forma y varia con el tiempo.

- La rugosidad del canal varía con la posición de la superficie libre.

3.8.1. Tipos de flujo.

De acuerdo con el cambio en la profundidad de flujo con respecto al espacio:

- Flujo uniforme: La profundidad del flujo es la misma en cada sección del canal. Puede ser permanente o no permanente, según cambie o no la profundidad con el tiempo. La condición de flujo uniforme permanente es fundamental para el estudio de canales. El término “flujo uniforme” se utilizará para referirse al flujo uniforme permanente.
- Flujo variado: La profundidad de flujo cambia a lo largo del canal. Puede ser permanente o no permanente. El término “Flujo no permanente” se utiliza para referirse al flujo variado no permanente.

El flujo variado puede ser:

- Rápidamente variado: La profundidad cambia en distancias cortas (resalto hidráulico y caída, es un fenómeno local).
- Gradualmente variado: La profundidad cambia no tan abruptamente en distancias largas.

3.8.2. Propiedades de los canales abiertos.

Un canal abierto es un conducto en el que el agua fluye con superficie libre.

Canal natural: Son todos los que existen de manera natural en la tierra: arroyuelos, arroyos, ríos, estuarios de mareas, entre otros. Las propiedades hidráulicas de un canal natural son muy complejas, para su estudio se hacen suposiciones razonables para tratarlos con los principios de la hidráulica teórica. Los estudia la Hidráulica Fluvial.

Canal artificial: los canales artificiales son todos aquellos contruidos o desarrollados mediante el esfuerzo de la mano del hombre, tales como: canales

de riego, de navegación, control de inundaciones, alcantarillado pluvial, sanitario, canales de desborde, entre otros. Los canales artificiales usualmente se diseñan con forma geométricas regulares (prismáticos), un canal construido con una sección transversal invariable y una pendiente de fondo constante se conoce como canal prismático. Las propiedades hidráulicas de estos canales pueden ser controladas hasta un nivel deseado o diseñadas para cumplir requisitos determinados. (Bustos, 2011)

3.9. Sistemas de tratamiento de aguas residuales.

3.9.1. Lagunas de oxidación.

Las lagunas de estabilización son sistemas de tratamiento de agua residual basados en procesos biológicos, los cuales realizan una depuración o descontaminación del agua servida disminuyendo o eliminando de forma natural los elementos biodegradables presentes en el agua. Las principales características de estas lagunas son las siguientes:

- Grandes periodos de retención (días).
- Presentan mucha profundidad (entre 2m y 4 m).
- Son sistemas con un costo mínimo de operación.

De este tipo de tratamiento se destacan los procesos aerobio y anaerobio, que se explican a continuación:

Proceso aerobio: Su principal característica es la descomposición de la materia orgánica en una masa de agua que contiene oxígeno disuelto. En este proceso participan bacterias aerobias, que originan compuestos inorgánicos que sirven de nutrientes a las algas, las cuales, a su vez, producen más oxígeno, facilitando la actividad de las bacterias aerobias. Existe una simbiosis bacteria/algas que contribuye a la estabilización aerobia de la materia orgánica. El

desdoblamiento de esta materia se lleva a cabo con intervención de enzimas que producen las bacterias en sus procesos vitales.

A través de estos procesos bioquímicos en presencia de oxígeno disuelto las bacterias logran el desdoblamiento aerobio de la materia orgánica, donde el oxígeno consumido hace parte de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO). Por otra parte, a través de los procesos inversos y en presencia de la luz solar, las algas utilizan los compuestos inorgánicos para sintetizar materia orgánica que incorporan a su protoplasma. A través de este proceso, conocido como fotosíntesis, las algas generan gran cantidad de oxígeno disuelto.

Proceso anaerobio: Las reacciones anaerobias ocurren de manera más lenta y generan malos olores. Las condiciones anaerobias se establecen cuando el consumo de oxígeno disuelto es mayor que la incorporación de éste a la masa de agua por la fotosíntesis de las algas y el oxígeno disuelto. Este proceso se evidencia a través de un color grisáceo que aparece en la laguna. Como el desdoblamiento de la materia orgánica sucede en una forma más lenta, se generan malos olores por la producción de sulfuro de hidrógeno, entre otros compuestos.

3.9.1.1. Parámetros de diseño.

En las tablas que se presentan a continuación, se muestran los parámetros de diseño que se deben cumplir para la construcción de una laguna de oxidación. Todos los parámetros son importantes para el diseño, por lo que es necesario tenerlos en cuenta y limitarse a los valores que en las tablas se expresan.

CARACTERÍSTICA QUE SE DEBE ANALIZAR	LÍMITES Y VALORES QUE SE DEBEN TENER EN CUENTA														
Carga Volumétrica (RAS2000 – E.4.8.5.2)	- Hasta 20° C: carga volumétrica máxima de 200 g DBO/m³.d - Desde 20 °C: carga volumétrica máxima de 300 g DBO/m³.d														
Tiempo de retención hidráulica (RAS2000 – E.4.8.5.3)	Eficiencia de las lagunas anaerobias en función del periodo de retención para T>20 °C														
	<table><tr><th>Periodo de retención hidráulico</th><th>Reducción del DBO₅</th></tr><tr><td>1,00</td><td>50%</td></tr><tr><td>2,50</td><td>60%</td></tr><tr><td>5,00</td><td>70%</td></tr></table>	Periodo de retención hidráulico	Reducción del DBO ₅	1,00	50%	2,50	60%	5,00	70%						
	Periodo de retención hidráulico	Reducción del DBO ₅													
	1,00	50%													
	2,50	60%													
5,00	70%														
Relación entre la temperatura, el periodo de retención y la eficiencia en lagunas anaerobias															
<table><tr><th>Temperatura °C</th><th>Periodo de retención (días)</th><th>Remoción de DBO (%)</th></tr><tr><td>10 – 15</td><td>4 – 5</td><td>30 – 40</td></tr><tr><td>15 – 20</td><td>2 – 3</td><td>40 – 50</td></tr><tr><td>20 – 25</td><td>1 – 2</td><td>50 – 60</td></tr><tr><td>25 – 30</td><td>1 – 2</td><td>60 – 70</td></tr></table>	Temperatura °C	Periodo de retención (días)	Remoción de DBO (%)	10 – 15	4 – 5	30 – 40	15 – 20	2 – 3	40 – 50	20 – 25	1 – 2	50 – 60	25 – 30	1 – 2	60 – 70
Temperatura °C	Periodo de retención (días)	Remoción de DBO (%)													
10 – 15	4 – 5	30 – 40													
15 – 20	2 – 3	40 – 50													
20 – 25	1 – 2	50 – 60													
25 – 30	1 – 2	60 – 70													
Profundidad (RAS2000 – E.4.8.5.4)	Se recomienda una profundidad entre 2,5 y 5 m.														
Acumulación de lodos (RAS2000 – E.4.8.5.5)	Se debe calcular el volumen de acumulación de lodos en la laguna y tenerlo en cuenta para el diseño. El valor de diseño para tal propósito es de 40 l/hab.año. El periodo de desentlode se encuentra entre 5 y 10 años. Se debe prever un volumen adicional para dicha acumulación.														

Tabla 3.9. Parámetros de diseño para lagunas aerobias.

Fuente: Bustos (2011)

CARACTERÍSTICAS QUE SE DEBEN ANALIZAR	LÍMITES Y VALORES QUE SE DEBEN TENER EN CUENTA
Carga superficial (RAS2000 – E.4.8.7.1)	Emplear formulación de McGarry, Pescod, Yáñez y Cubillos.
Tiempo de retención hidráulica (RAS2000 – E.4.8.7.2)	Entre 5 y 30 días.
Profundidad (RAS2000 – E.4.8.7.3)	Para evitar el crecimiento en el fondo de plantas acuáticas con raíces, la profundidad puede variar entre 1 y 2,50 m.
Periodo de desentlode (RAS2000 – E.4.8.7.3)	Periodos de limpieza de 10 años, mediante una altura estimada de 0,3 m, la cual se debe determinar calculando la disminución del volumen por concepto de digestión anaerobia de fondo.

Tabla 3.10. Parámetros de diseño para lagunas facultativas.

Fuente: Bustos (2011)

CARACTERÍSTICAS QUE SE DEBEN ANALIZAR	LÍMITES Y VALORES QUE SE DEBEN TENER EN CUENTA
Carga superficial (RAS2000 – E.4.8.8.1)	Emplear la ecuación RAS2000 – E.4.30: $C_{st} = 0,941 C_{sa} - 7,16$ ✓ C_{st} = carga superficial de DBO₅ removida (Kg/hab.día). ✓ C_{sa} = carga superficial de DBO₅ aplicada (Kg/hab.día).
Tiempo de retención hidráulica (RAS2000 – E.4.8.8.2)	Periodo de retención nominal mínimo de 10 días.
Profundidad (RAS2000 – E.4.8.8.3)	Entre 0,9 y 1,5 m.

Tabla 3.11. Parámetros de diseño para lagunas de maduración.

Fuente: Bustos (2011)

3.9.2. Humedales artificiales.

“Los humedales construidos son sistemas artificiales de tratamiento de aguas residuales que consisten en estanques o canales poco profundos (generalmente de menos de 1 metro de profundidad) que han sido plantados con plantas acuáticas y que dependen de procesos naturales microbianos, biológicos, físicos y químicos para tratar aguas residuales. Típicamente tienen arcillas impermeables o revestimientos sintéticos, y estructuras de ingeniería para controlar la dirección del flujo, el tiempo de detención de líquidos y el nivel de agua. Dependiendo del tipo de sistema, pueden o no contener un medio poroso inerte tal como roca, grava o arena”. (U.S.E.P.A, 2000)

Los sistemas de humedales artificiales se clasifican en dos tipos generales: los de flujo horizontal (HFS) y los sistemas de flujo vertical (VFS). Para este caso de estudio, se considerarán únicamente los humedales de flujo horizontal, expuestos en siguientes puntos:

“Los humedales artificiales han sido clasificados por la literatura y los practicantes en dos tipos. Los humedales de flujo libre superficial (FWS por sus siglas en inglés) que se asemejan mucho a los humedales naturales en apariencia porque contienen plantas acuáticas que están arraigadas en una capa de suelo en el fondo del humedal y el agua fluye a través de las hojas y tallos de las plantas.

Los sistemas de lecho sumergido con vegetación (también conocidos como humedales de flujo subterráneo, SSF). Contienen un lecho de medios (tales como roca triturada, piedras pequeñas, grava, arena o tierra) que han sido estructurados con plantas acuáticas. Cuando se diseñan y operan apropiadamente, las aguas residuales permanecen debajo de la superficie del medio, fluyen en contacto con las raíces de las plantas, y no son visibles ni están disponibles para la vida silvestre” (U.S.E.P.A, 1999).

3.9.2.1. Humedales con sistemas de flujo libre superficial.

Los humedales de flujo libre superficial, también llamados humedales superficiales, son aquellos sistemas en los cuales el agua se encuentra expuesta a la atmósfera, donde el agua fluye sobre la superficie del suelo con vegetación desde un punto de entrada hasta el punto en el que es realizada la descarga.

Estos sistemas de humedales artificiales tienen un recubrimiento de fondo para prevenir infiltraciones y fugas en el sistema para evitar la posible contaminación del suelo o acuíferos en la zona y una capa de suelo para las raíces de la vegetación que se implanta. La vegetación emergente para este tipo de humedales incluye a las espadañas y aneas, los juncos y los carrizos.

La lenta velocidad que se produce y el flujo especialmente laminar proporcionan una remoción muy efectiva del material particulado del sistema. Este material contiene sólidos suspendidos totales (SST), componentes con una demanda bioquímica de oxígeno (DBO), distintos arreglos de nitrógeno, fósforo y trazas de metales y compuestos orgánicos más complejos. El oxígeno está disponible en la superficie del agua, en la superficie de las plantas vivas y de raíces y rizomas, lo cual permite que se produzca actividad aeróbica en el humedal.

En la figura 3.3 se muestra una configuración usual de un humedal de flujo libre superficial.

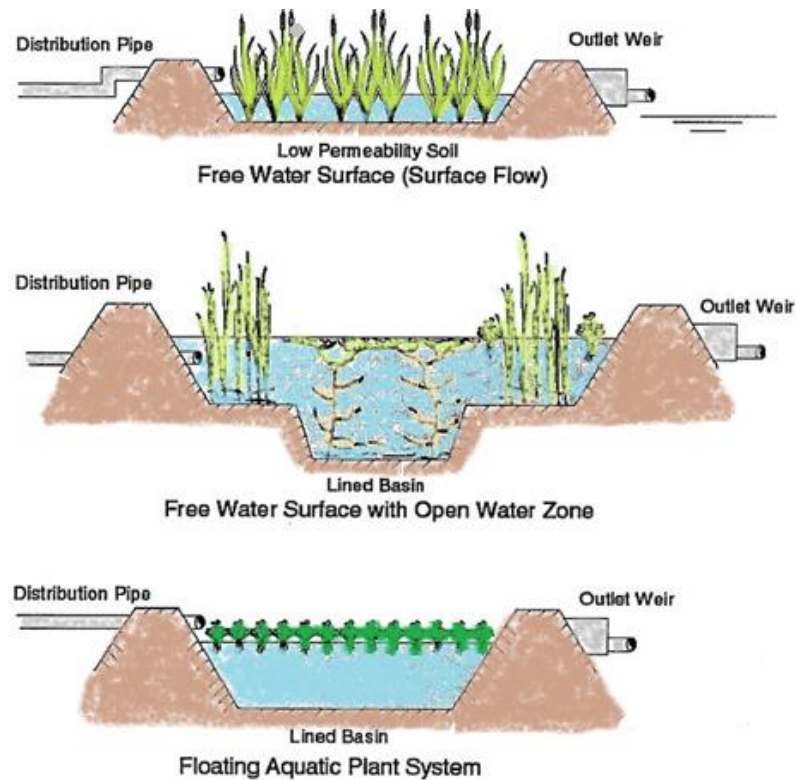


Figura 3.3. Esquema de varios tipos de Humedales FWS.

Fuente: U.S.E.P.A. (1993)

3.9.2.2. Humedales con sistemas de flujo subsuperficial.

Este tipo de humedales está diseñado específicamente para el tratamiento de algún tipo de agua residual, o su fase final de tratamiento, y está construido típicamente en forma de un lecho o canal que tiene un medio apropiado. La grava es el estrato mas utilizado en Estados Unidos y Europa, aunque también se ha utilizado roca triturada, grava, arena y otro tipo de materiales del suelo.

En un sistema de vegetación de flujo subsuperficial, el agua fluye de un extremo al otro extremo a través de sustratos permeables que están hechos de mezcla de tierra y grava o roca triturada.

Por recomendaciones de la EPA, la profundidad de los medios debe ser de máximo 0.60m y el tamaño de los granos para la mayoría del sustrato de grava

oscila entre 5 mm y 230 mm de diámetro, pero se pueden encontrar humedales con profundidades de hasta 1.50 metros. El fondo de la cama está inclinado para estimular el flujo a través de la tierra. Muchos macro y microorganismos habitan los sustratos. El agua libre no es visible.

La vegetación emergente más utilizada en este tipo de humedales incluye las espadañas y aneas, los juncos y los carrizos. Las principales ventajas de mantener un nivel subsuperficial en el agua son: la prevención de mosquitos, olores, la eliminación del riesgo de que el público entre en contacto con el agua residual parcialmente tratada.

Las metas de diseño de los humedales subsuperficiales son exclusivamente las funciones de tratamiento, porque las posibilidades de proporcionar hábitat de vida silvestre y recreación pública son más limitadas que en el caso de humedales superficiales.

Al momento de diseñar un humedal de flujo subsuperficial, es de vital importancia revisar que el caudal de aguas servidas que se requiere tratar puede fluir a través del medio poroso en el que se dispone, por lo que se utiliza la ecuación de la Ley de Darcy:

$$Q = K * A * S \quad \text{Ec. 3.24}$$

Donde:

Q = Caudal de aguas servidas ($\text{m}^3/\text{día}$).

K = Conductividad hidráulica de área unitaria del medio ($\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$).

A = Área transversal del humedal (m^2).

S = Gradiente hidráulico del flujo de agua en el sistema.

En la Figura 3.4 se muestra una configuración usual de un humedal de flujo subsuperficial.

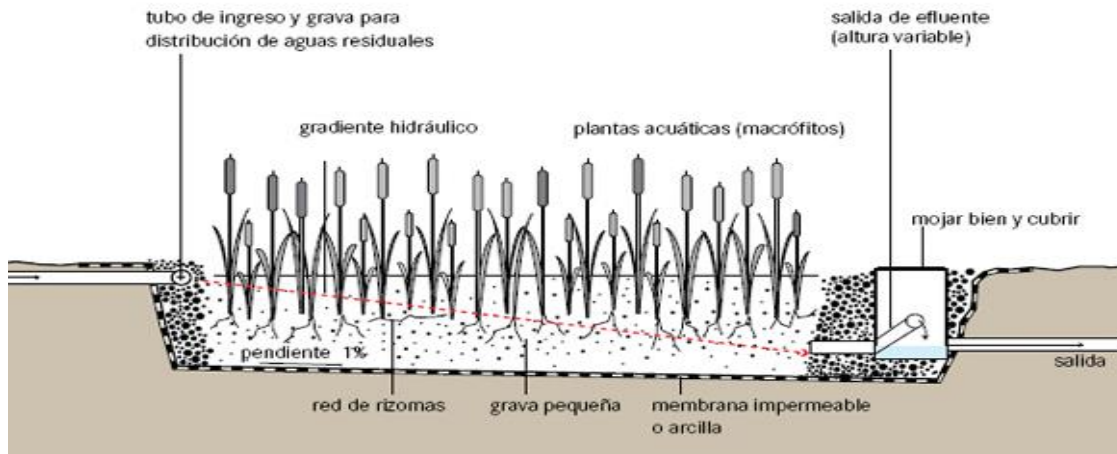


Figura 3.4. Esquema de humedal de flujo subsuperficial.

Fuente: Wang et al (2010)

3.9.2.3. Dimensionamiento de los humedales.

Se puede considerar que un sistema de humedal artificial es un sistema de reactores biológicos de crecimiento unido, y su rendimiento también puede estimarse usando cinética de flujo de la ecuación de primer orden para la remoción de DBO propuesta por Kickuth, ésta puede usarse para cualquier tipo de humedal, sea superficial o subsuperficial su flujo (Wang et al, 2010)

$$A_s = \frac{Q * (\ln C_o - \ln C_e)}{K_t * d * n} \quad \text{Ec. 3.25}$$

Donde la constante de temperatura para sistemas de flujo libre superficial es:

$$K_t = 0.678 * 1.06^{T-20^\circ} \quad \text{Ec. 3.26}$$

Y para sistemas de flujo subsuperficial:

$$K_t = 1.104 * 1.06^{T-20^\circ} \quad \text{Ec. 3.27}$$

Donde:

As = Área superficial del humedal (m^2).

Q = Caudal de aguas servidas ($m^3/días$).

Co = Carga de DBO del afluente (mg/L).

Ce = Carga de DBO del efluente (mg/L).

d = Profundidad del medio (m).

n = Porosidad del medio.

Kt = Constante dependiente de la temperatura.

T = Temperatura mínima promedio ($^{\circ}Celsius$).

Es importante resaltar que varias de las funciones de un humedal artificial es disminuir no solamente la carga de DBO de entrada, sino de Amonio (NH_4) y Nitrato (NO_3). La Ecuación 3.25 sirve de la misma forma para calcular el área necesaria para en función de remover los compuestos antes mencionados, tomándose en cuenta valores distintos para la constante de temperatura Kt , pero que en este trabajo no se tomaron en cuenta debido al extenso estudio que llevaría, sumado a la falta de mediciones de los mismos a la entrada del sistema.

3.9.2.4. Tiempo de retención.

“La capacidad hidráulica de un humedal puede definirse como la capacidad del humedal para procesar un determinado volumen de aguas residuales en un tiempo dado. Este período de tiempo se conoce como el tiempo promedio esperado en el cual una molécula de agua fluiría de un extremo al otro del humedal” (U.S.E.P.A, 2000)

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{L*W*d*n}{Q} = \frac{A*d*n}{Q} \quad \text{Ec. 3.28}$$

CAPÍTULO 4: MARCO METODOLÓGICO

4.1. Caracterización de las cuencas y los drenes en estudio.

4.1.1. Ubicación geográfica.

El área en estudio corresponde un terreno de 35 hectáreas rodeado por la Av. Intercomunal Jorge Rodríguez de Barcelona, antes de llegar al complejo turístico El Morro y la Av. Rotaria.

La zona es conocida como Laguna Tronconal. Presenta una topografía prácticamente plana y está surcada por canales de drenaje en dos de sus cuatro lados y uno que se incorpora de manera transversal. Colinda por el norte con el Centro Comercial Plaza Mayor y el Complejo Vacacional El Morro, por el sur con la Av. Rotaria y la urbanización Fundación Mendoza, por el este con la urbanización Tronconal IV y V y por el oeste con la Av. Intercomunal Jorge Rodríguez y la urbanización Colinas de Neverí.

La zona en estudio se encuentra conformada por una cuenca que abarca todo el sector Tronconal tributario a la laguna homónima que, a su vez, se divide en una serie de sub cuencas. Adicionalmente cuenta con 3 drenes superficiales (dren “G”, dren “H” y dren “T”) que descargan en la laguna y, posteriormente, son descargados a un cuerpo de agua natural que finaliza en el mar. En la Figura 4.1 se muestra un esquema de la distribución de los drenes principales y la forma en la que se conectan directamente con la laguna.



Figura 4.1. Retícula de drenes del sistema hidráulico.

Fuente: Google Earth (2017).

4.1.2. Caracterización de las cuencas y drenes de estudio.

El área total de la cuenca de aporte hacia la laguna se extiende hasta alcanzar una superficie aproximada de 900 hectáreas. Dicho espacio fue dividido en 9 subcuencas, teniendo en cuenta aspectos como las condiciones de impermeabilidad de la cuenca, similitud en las pendientes del terreno, conformación de las retículas de drenaje superficial, entre otros.

Las zonas antes mencionadas se identifican como subcuencas A, B, C, D, E, F, G, H e I, tal como se muestra en la Figura 4.2. Para cada una de ellas se evidencian cambios principalmente en la conformación topográfica, la altitud y la impermeabilización de la superficie de la zona.

Las subcuencas denominadas A, B, C y D son las áreas que conforman la superficie de mayor aporte de escurrimiento superficial de toda la zona (505

hectáreas). Este sector posee una altitud máxima de unos 230 metros sobre el nivel del mar, presenta un marcado relieve montañoso de topografía medianamente accidentada y, podría decirse que, es un área netamente montañoso sin formación de valles. Tiene una pendiente que oscila mayormente entre los 5% y 7%, en algunos sectores puede llegar hasta el 13%. El escurrimiento superficial que se genera en este sector es captado por un dren principal denominado dren G, el cual se encuentra actualmente en operación y que descarga directamente en la Laguna Tronconal.

La sub cuenca E, a diferencia de las anteriores, es un área que se encuentra urbanizada en gran parte de su extensión. Cuenta con viviendas de tipo unifamiliares en su mayoría, algunas urbanizaciones de viviendas multifamiliares y otras zonas que han sido destinadas al desarrollo industrial. La escorrentía de ésta es captada por el dren G desde un tramo aguas arriba del mismo. Posee una altitud que no supera los 15 metros sobre el nivel del mar y la pendiente máxima es del 3%.

Bordeando la laguna por su lado oeste se encuentra el dren H, el cual es el principal receptor del escurrimiento que se genera en la Av. Intercomunal Jorge Rodríguez y la sub cuenca I. Esta se encuentra conformada por una gran parte de conjuntos residenciales y por un terreno montañoso cuya máxima altitud no sobrepasa los 100 metros sobre el nivel del mar. Las pendientes en esta cuenca no superan el 5%.

Finalmente se encuentra el dren T, el cual es el receptor de los gastos de escurrimiento superficial provenientes de un sector urbanizado correspondiente al sector Tronconal, específicamente las subcuencas F, G y H. En total son aproximadamente unas 150 hectáreas y, adicionalmente, es receptor del escurrimiento que se genera en la Avenida Principal Rotaria, en la urbanización Tronconal III. Las pendientes en esta zona no superan el 3% o 4%.

4.2. Fases del estudio.

4.2.1. Fase I: Estudio hidrológico de la cuenca.

4.2.1.1. Generalidades.

La determinación de los hidrogramas de crecientes de la cuenca en estudio se realizará de manera sistemática en la siguiente forma:

- Recopilación de información básica
 - a. *Mapas cartográficos de la zona de estudio:* información proporcionada por el Instituto Geográfico de Venezuela, Simón Bolívar (Cartografía Nacional). Adicionalmente se hará uso de las imágenes satelitales disponibles en la aplicación Google Earth.
 - b. *Información Pluviométrica:* datos de precipitaciones máximas para diferentes tiempos de lluvia en la cuenca de estudio. Información proporcionada por publicaciones del Departamento de Climatología del Servicio de Meteorología de la Fuerza Aérea Venezolana (1998).
- Análisis de la información
 - a. *Cartográfica:* El análisis consiste en determinar las condiciones fisiográficas de la cuenca, necesarias para calcular las variables hidrológicas con las cuales se generará el modelo hidrológico que permitirá simular la respuesta de la misma, en términos de escurrimiento para diferentes tormentas de diseño propuestas. Las condiciones fisiográficas a determinar son:
 - Delimitación de la cuenca.
 - Configuración de la red de drenaje de la cuenca.
 - Ubicación geográfica del punto de descarga de la cuenca en el cual se obtendrán los diferentes hidrogramas de crecientes.
 - Longitud y pendiente de los drenes existentes.
 - Subdivisión y clasificación de las subcuencas.

- Área de cada subcuenca.
 - Longitud y pendiente de todos los cauces secundarios (cauces principales de las subcuencas).
 - Identificación de los tipos de suelo, uso y coberturas para cada subcuenca.
- b. *Pluviométrica*: el análisis consiste en verificar si los datos de las mediciones realizadas tienen sentido físico para luego obtener los hietogramas generados para las tormentas de diseño según su respectivo período de retorno:
- Cálculo de precipitación, el cual se realizó utilizando la distribución de los valores extremos de Gumbel para tormentas de 5, 10 y 25 años de período de retorno.
 - Generación de las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF).
 - Elaboración de los hietogramas de precipitación en función de las curvas IDF.
- Determinación y cálculo de las variables hidrológicas necesarias para realizar el modelaje hidrológico de la cuenca mediante HEC-HMS.
- a. Parámetros para las subcuencas:
- Abstracciones (Número de Curvas del SCS):
 - Número de curva CN.
 - Porcentaje de área impermeabilizada.
 - Abstracción inicial.
 - Transformación de lluvia en caudal (Hidrograma unitario sintético del SCS, Standard PRF 484)
 - Tiempo de concentración (T_c).
 - Tiempo de retardo (T_r).
- b. Parámetros para los tramos de tránsito de los hidrogramas:
- Propagación (Método de Muskingum)

- K: factor de tiempo de viaje, coeficiente de almacenamiento (constante a lo largo del tramo).
- X: factor adimensional del amortiguamiento o retardo.
- Creación del modelo del sistema hidrológico generado en la cuenca mediante el HEC-HMS a partir de los parámetros previamente determinados.
 - a. Creación de los componentes del modelo de la cuenca.
 - b. Creación de los datos de entrada.
 - c. Creación de los componentes de los modelos hidrológicos.
- Simulación de la respuesta hidrológica de la cuenca para las condiciones antes descritas (mediante el HEC-HMS).
 - a. Creación de los componentes de especificaciones de control
- Verificación e interpretación de los resultados.

4.2.1.2. *Análisis de información cartográfica.*

Se dispone de los siguientes mapas cartográficos en escala 1:5000, lo cuales fueron digitalizados mediante AutoCAD. Poseen una densidad de puntos representada en curvas de nivel cada 5 metros:

- REGVEN, Hoja K-12, Puerto la Cruz, Barcelona, Estado Anzoátegui, Venezuela.
- REGVEN, Hoja K-13, Puerto la Cruz, Barcelona, Estado Anzoátegui, Venezuela.
- REGVEN, Hoja L-12, Puerto la Cruz, Barcelona, Estado Anzoátegui, Venezuela.

- REGVEN, Hoja L-13, Puerto la Cruz, Barcelona, Estado Anzoátegui, Venezuela.
- REGVEN, Hoja LL-12, Puerto la Cruz, Barcelona, Estado Anzoátegui, Venezuela.
- REGVEN, Hoja LL-13, Puerto la Cruz, Barcelona, Estado Anzoátegui, Venezuela.

Es importante destacar que la versión más actualizada encontrada de estos mapas es del año 1980. Adicionalmente se dispone de imágenes satelitales generadas con el programa informático de la compañía Google, Google Earth.

A partir de estos mapas se determinaron las condiciones fisiográficas de la cuenca, la primera condición determinada fue su delimitación atendiendo a las condiciones topográficas visualizadas en los mapas. Seguidamente se procedió a realizar un montaje entre los mapas digitalizados y las imágenes satelitales con la finalidad de poder contrastar las condiciones actuales de la cuenca, siendo de principal interés el verificar el grado de modificación de la red de drenaje naturales y el grado de impermeabilización de la cuenca en toda su extensión.

Los resultados de esta verificación demuestran que el alineamiento de la red de drenajes se encuentra similar en alto grado al representado en los mapas cartográfico digitalizados, también se verifica un bajo nivel de intervención de las condiciones naturales propias de los cauces a lo largo de los mismos, a excepción de los tramos finales de los drenes, que conducen los caudales de esorrentía hacia la laguna.

Caso contrario se presenta con el grado de impermeabilización, siendo notable la variación entre las condiciones presentadas en los mapas y las imágenes satelitales.

Tomando en cuenta esta verificación, resulta razonable determinar las condiciones fisiográficas restantes a partir de los mapas cartográficos sin hacer

mayores consideraciones, salvo en el caso del uso y cobertura del suelo. En este caso serán determinadas estas condiciones a partir de las imágenes satelitales y según González et al (1980).

La subdivisión en subcuencas se realizó obedeciendo las condiciones topográficas propias del terreno y a la red de drenaje. En la figura que se encuentra a continuación (Figura 4.2), se presenta la imagen de los mapas digitalizados donde se muestra la delimitación de la cuenca, la división de las subcuencas y la laguna.

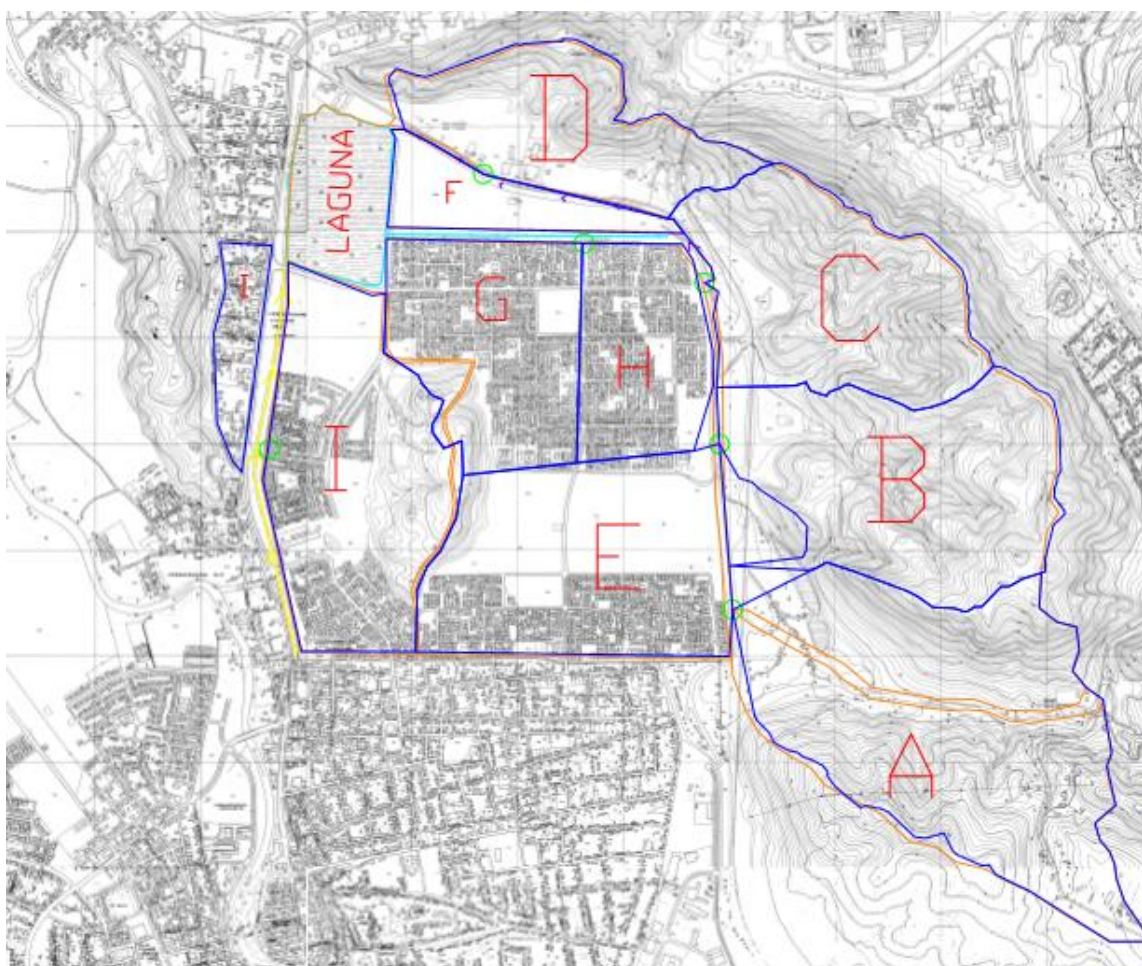


Figura 4.2. Imagen de la cuenca dividida en subcuencas.

Fuente: Mapas digitalizados y diagrama propio.

Las condiciones fisiográficas determinadas se encuentran agrupadas en la Tabla 4.1. En esta tabla se colocan las subcuencas y el dren al que realiza su aporte, el área de cada una de ellas, la longitud del tramo de cauce más largo de cada sub cuenca y su diferencia de elevación, así como el tiempo de concentración y el tiempo de retardo (Lag Time) de cada subcuenca.

Dren	Cuenca	Area (Km ²)	Long. cauce (m)	ΔCota	Pendiente	Tcs (min)	Tv (min)	Tc (min)	Tr (min)
G	A	1.874	1191	30	2.52%	0.397	18.794	19.191	11.515
	B	1.425	1709	230	13.46%	0.074	13.019	13.094	7.856
	C	1.082	1258	145	11.53%	0.087	10.915	11.002	6.601
	D	0.668	803	100	12.45%	0.080	7.499	7.579	4.547
	E	1.129	1998	5	0.25%	0.999	68.096	69.095	41.457
T	F	0.306	286	3	1.05%	0.238	8.779	9.017	5.410
	G	0.645	773	3	0.39%	0.644	27.682	28.326	16.995
	H	0.570	1107	4	0.36%	0.692	37.517	38.209	22.926
H	I	1.305	936	5	0.53%	0.468	28.363	28.831	17.299
-	Laguna	0.350	880	3	0.34%	0.733	32.153	32.886	19.732

Tabla 4.1. Condiciones fisiográficas en cada sub cuenca.

Fuente: Cálculos propios.

4.2.1.3. Análisis de información pluviométrica.

Obtenida ya la delimitación de la cuenca, se procedió a recopilar y procesar las mediciones de lluvia del área de estudio, seleccionando las estaciones de registro más cercanas a la misma. Se encontró una estación lo suficientemente cercana (aproximadamente a 7km del terreno) con información completa para poder representar de la forma más auténtica las condiciones pluviométricas del terreno. Esta contaba con una data registrada por última vez en el año 1995. La ficha técnica de la estación pluviométrica se expone en la Tabla 4.2. Los registros hechos por la estación se muestran en la Tabla 4.3.

Estación	Coordenadas		Altitud
	Latitud	Longitud	
Barcelona	10°07'28.58"	64°41'09.23"	7 m.s.n.m

Tabla 4.2. Características geográficas de la estación hidrológica Barcelona.

Fuente: Fuerza Aérea Nacional (1998).

A continuación, se muestra en la Tabla 4.3 los datos de lluvias máximas registrados por la estación desde 1961 hasta 1995:

AÑOS	5 MIN	10 MIN	15 MIN	30 MIN	45 MIN	60 MIN
1961	13.20	18.50	23.50	27.40	27.40	27.40
1962	10.00	18.80	19.20	19.20	19.20	19.20
1963	13.60	23.60	23.60	24.50	25.80	38.30
1964	12.00	14.70	19.00	19.00	19.70	23.10
1965	11.40	17.00	21.30	23.30	34.00	35.10
1966	9.20	11.40	19.70	24.20	34.50	39.20
1967	10.00	15.50	19.80	27.00	39.10	47.20
1968	10.00	15.30	17.10	19.20	19.40	19.40
1969	16.70	29.20	32.30	49.30	53.60	63.40
1970	13.00	19.60	25.30	41.30	45.30	47.70
1971	12.50	19.50	26.60	45.60	55.10	78.00
1972	9.70	15.50	23.70	52.90	54.40	57.20
1973	10.90	15.50	25.90	30.70	32.60	45.00
1974	9.20	14.10	17.10	20.50	26.40	37.80
1975	9.20	15.40	19.90	33.40	39.20	39.50
1976	17.90	21.50	31.40	45.10	53.50	54.20
1977	13.10	15.40	21.50	40.60	49.50	50.00
1978	8.80	14.80	16.90	25.80	32.80	34.40
1979	11.50	17.00	20.60	27.10	27.90	29.80
1980	8.30	13.70	16.20	28.20	30.60	30.60
1981	10.00	20.00	25.50	37.40	40.70	43.40
1982	14.70	14.90	18.30	20.30	22.20	23.10
1983	9.70	19.60	23.70	33.30	36.50	39.60
1984	10.20	20.20	24.00	35.80	39.10	40.70
1985	14.30	23.60	29.80	43.20	46.60	47.90
1986	7.10	12.10	17.50	23.20	39.40	39.40
1987	19.00	28.40	32.60	37.80	40.70	41.80
1988	15.20	19.70	29.70	49.70	57.40	57.40
1989	19.80	20.00	20.00	20.10	27.30	37.00
1990	19.60	29.60	35.60	36.60	36.60	36.80
1991	8.50	12.60	14.00	24.20	26.10	29.10
1992	10.00	19.90	29.70	42.50	43.20	43.50
1993	6.30	12.00	20.00	27.80	27.80	34.70
1994	10.00	17.80	23.40	28.30	36.00	54.10
1995	10.00	15.50	16.10	30.50	30.50	30.50

Tabla 4.3. Registros de lluvias máximas para distintas mediciones de lluvia en Estación Barcelona.

Fuente: Fuerza Aérea de Venezuela (1998).

En la Tabla 4.4 se muestran los resultados obtenidos mediante el Método de Gumbel para las diferentes tormentas de diseño usando los datos de medición de la estación Barcelona para distintos tiempos de medición de lluvia, tomando en cuenta períodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años.

Duración	Tr (años)	$\bar{x}$	S_x	N° registros	Y_n	S_n	Y_t	K_t	P (mm)	I (mm/h)
5 MIN	5	11.85	3.48	35	0.540	1.128	1.500	0.850	14.81	177.70
	10						2.250	1.515	17.13	205.51
	25						3.199	2.356	20.05	240.64
	50						3.902	2.979	22.23	266.70
	100						4.600	3.598	24.38	292.57
10 MIN	5	18.05	4.62		0.540	1.128	1.500	0.850	21.98	131.91
	10						2.250	1.515	25.06	150.35
	25						3.199	2.356	28.94	173.66
	50						3.902	2.979	31.82	190.94
	100						4.600	3.598	34.68	208.10
15 MIN	5	22.87	5.43		0.540	1.128	1.500	0.850	27.49	109.96
	10						2.250	1.515	31.10	124.41
	25						3.199	2.356	35.67	142.67
	50						3.902	2.979	39.05	156.21
	100						4.600	3.598	42.41	169.65
30 MIN	5	31.86	9.85		0.540	1.128	1.500	0.850	40.24	80.47
	10						2.250	1.515	46.79	93.57
	25						3.199	2.356	55.06	110.13
	50						3.902	2.979	61.21	122.41
	100						4.600	3.598	67.30	134.60
45 MIN	5	36.29	10.81		0.540	1.128	1.500	0.850	45.48	60.64
	10						2.250	1.515	52.67	70.22
	25						3.199	2.356	61.75	82.33
	50						3.902	2.979	68.48	91.31
	100						4.600	3.598	75.17	100.23
60 MIN	5	40.44	12.61		0.540	1.128	1.500	0.850	51.17	51.17
	10						2.250	1.515	59.56	59.56
	25						3.199	2.356	70.16	70.16
	50						3.902	2.979	78.02	78.02
	100						4.600	3.598	85.82	85.82

Tabla 4.4. Tabla de resultados según el Método de Gumbel. Estación Barcelona.

Fuente: Cálculos propios.

Donde:

$\bar{x}$ = Promedio (mm)

S_x = Desviación estándar (mm)

Y_n, S_n = Valores dependientes del número de muestras.

Y_T = Variable reducida de Gumbel

K_T = Factor de frecuencia

P = Precipitación máxima (mm)

I = Intensidad máxima (mm/h)

A manera de resumen, se muestra en las Tablas 4.5 y 4.6 los resultados de precipitación (mm) e intensidades de lluvia (mm/h) para todos los períodos de retorno y las distintas mediciones de lluvia de la estación:

	Tiempo de lluvia (min)					
Tr	5	10	15	30	45	60
5	14.81	21.98	27.49	40.24	45.48	51.17
10	17.13	25.06	31.10	46.79	52.67	59.56
25	20.05	28.94	35.67	55.06	61.75	70.16
50	22.23	31.82	39.05	61.21	68.48	78.02
100	24.38	34.68	42.41	67.30	75.17	85.82

Tabla 4.5. Resumen de las láminas máximas calculadas por el Método de Gumbel. Estación Barcelona.

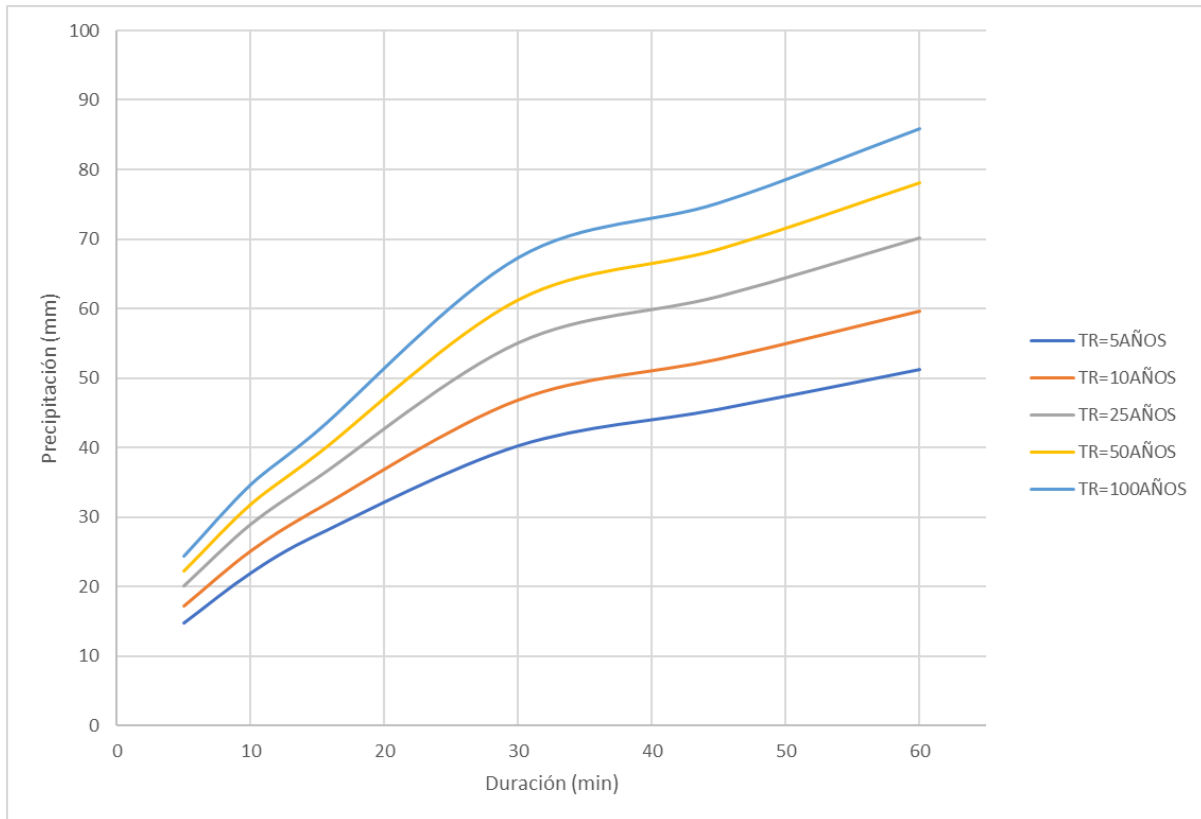
Fuente: Cálculos propios.

	Tiempo de lluvia (min)					
Tr	5	10	15	30	45	60
5	177.70	131.91	109.96	80.47	60.64	51.17
10	205.51	150.35	124.41	93.57	70.22	59.56
25	240.64	173.66	142.67	110.13	82.33	70.16
50	266.70	190.94	156.21	122.41	91.31	78.02
100	292.57	208.10	169.65	134.60	100.23	85.82

Tabla 4.6. Resumen de las intensidades máximas calculadas por el Método de Gumbel. Estación Barcelona.

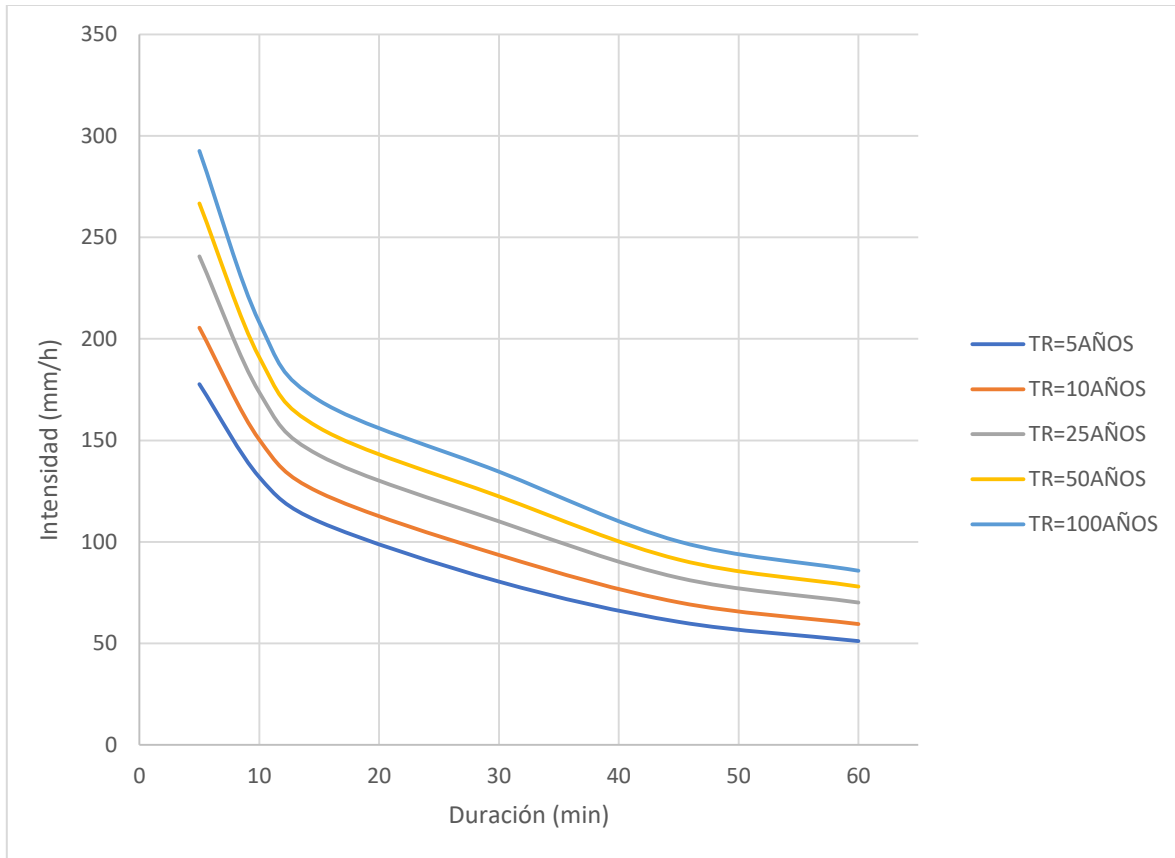
Fuente: Cálculos propios.

Con la información de precipitaciones e intensidades se procedió a construir las curvas de Precipitación-Duración-Frecuencia e Intensidad-Duración-Frecuencia, como se muestra en la Gráfica 4.1 y 4.2, respectivamente



Gráfica 4.1. Curva Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación Barcelona.

Fuente: Cálculos propios.



Gráfica 4.2. Curva Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación Barcelona.

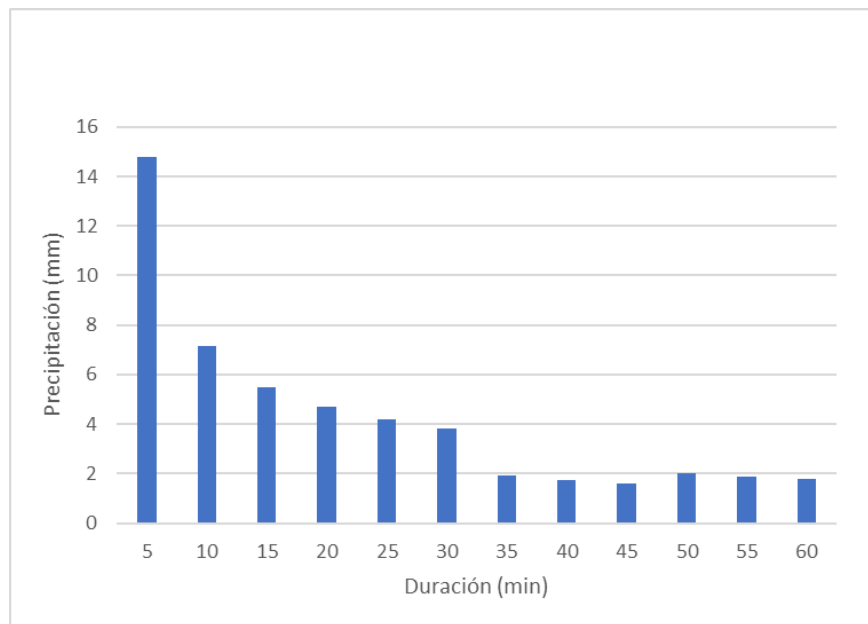
Fuente: Cálculos propios.

Por último, se calcularon los hietogramas de precipitación para los tres períodos de retorno que se modelarían en el HEC-HMS, a intervalos de cada 5 minutos. Nótese que la lluvia registrada por la estación Barcelona no tiene un patrón específico de medición en el tiempo (se midió a 5, 10, 15, 30, 45 y 60 minutos) por lo que se interpoló logarítmicamente entre las cifras conocidas para poder tener una data hidrológica consecutiva cada 5 minutos.

Lluvia (min)	P (mm)	
	Acumul.	Increment.
5	14.81	14.81
10	21.98	7.18
15	27.49	5.51
20	32.20	4.71
25	36.40	4.20
30	40.24	3.84
35	42.15	1.92
40	43.89	1.74
45	45.48	1.59
50	47.49	2.01
55	49.38	1.89
60	51.17	1.79

Tabla 4.7. Tabla resumen de valores de lluvia para un $T_r = 5$ años. Estación Barcelona.

Fuente: Cálculos propios.



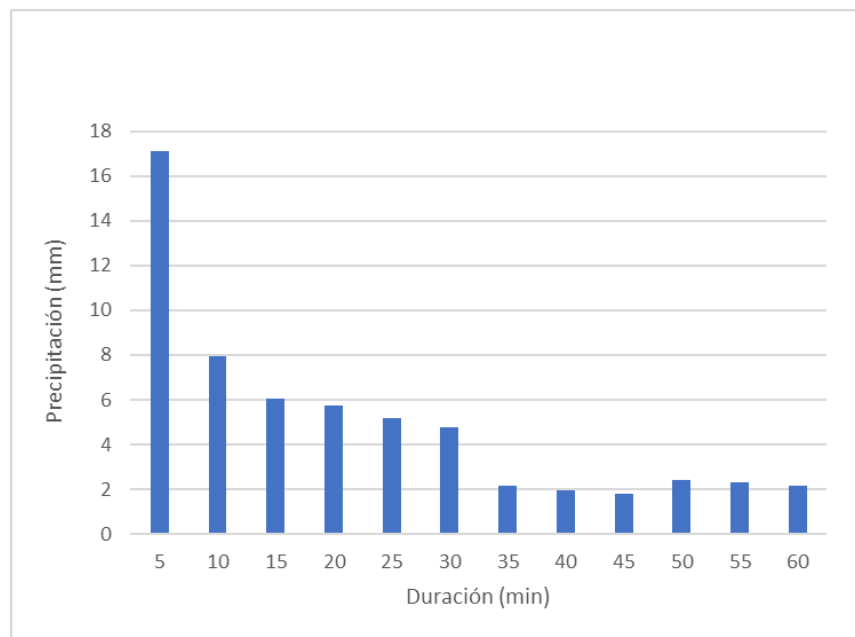
Gráfica 4.3. Hietograma de precipitación para un $T_r=5$ años. Estación Barcelona.

Fuente: Cálculos propios.

Lluvia (min)	P (mm)	
	Acumul.	Increment.
5	17.13	17.13
10	25.06	7.93
15	31.10	6.04
20	36.85	5.74
25	42.02	5.18
30	46.79	4.76
35	48.94	2.15
40	50.89	1.95
45	52.67	1.78
50	55.09	2.43
55	57.38	2.29
60	59.56	2.17

Tabla 4.8. Tabla resumen de valores de lluvia para un $T_r = 10$ años. Estación Barcelona.

Fuente: Cálculos propios.



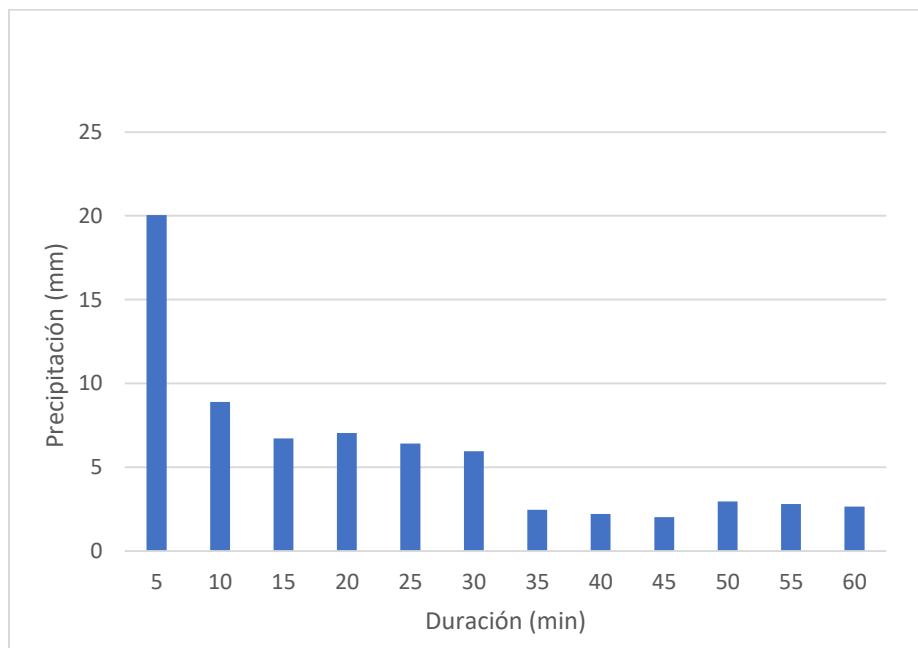
Gráfica 4.4. Hietograma de precipitación para un $T_r=10$ años. Estación Barcelona.

Fuente: Cálculos propios.

Lluvia (min)	P (mm)	
	Acumul.	Increment.
5	20.05	20.05
10	28.94	8.89
15	35.67	6.72
20	42.71	7.04
25	49.12	6.41
30	55.06	5.94
35	57.52	2.45
40	59.73	2.21
45	61.75	2.02
50	64.70	2.96
55	67.50	2.80
60	70.16	2.66

Tabla 4.9. Tabla resumen de valores de lluvia para un $T_r = 25$ años. Estación Barcelona.

Fuente: Cálculos propios.



Gráfica 4.5. Hietograma de precipitación para un $T_r=25$ años. Estación Barcelona.

Fuente: Cálculos propios.

4.2.1.4. Análisis de las variables hidrológicas según los métodos utilizados.

Con base en los datos obtenidos anteriormente, se procede al cálculo de los parámetros de abstracciones por infiltración y de transformación lluvia-caudal propios de cada subcuenca, así como los parámetros del tránsito de hidrogramas de crecientes que definen cada tramo de cauce donde será realizado dicho tránsito.

A través del análisis de la información cartográfica disponible, de la recopilación de la información obtenida en documentos del INE sobre las características físicas y químicas de los suelos en la zona de estudio, se estimó el área impermeabilizada y el número de curva del SCS a utilizar. Para las subcuencas distintivamente montañosas (cuencas A, B, C y D) en las que prácticamente no hay ningún tipo de intervención antrópica, se pudo determinar que pertenecen a un tipo de suelo del Grupo C según González el tal (1980), y viendo la tabla 3.2 se pudo apreciar que la descripción del uso de la tierra más apropiado es el de bosques, pero considerando a criterio que las características del terreno coinciden con las reflejadas en la información teórica, se consideró un $CN=70$ y una impermeabilidad=15%. De la misma forma para el resto de las cuencas de carácter urbano (cuencas E, F, G, H e I) se eligió un $CN=86$ y una impermeabilidad=70%.

Tal como se puede apreciar en la Figura 4.3, las cuencas seleccionadas en color verde corresponden al uso tipo bosques y las seleccionadas en color rojo son las que se encuentran urbanizadas en su totalidad. En el análisis hidráulico se consideró el área de la laguna como una zona urbanizada en su totalidad, intención que se tiene a futuro.

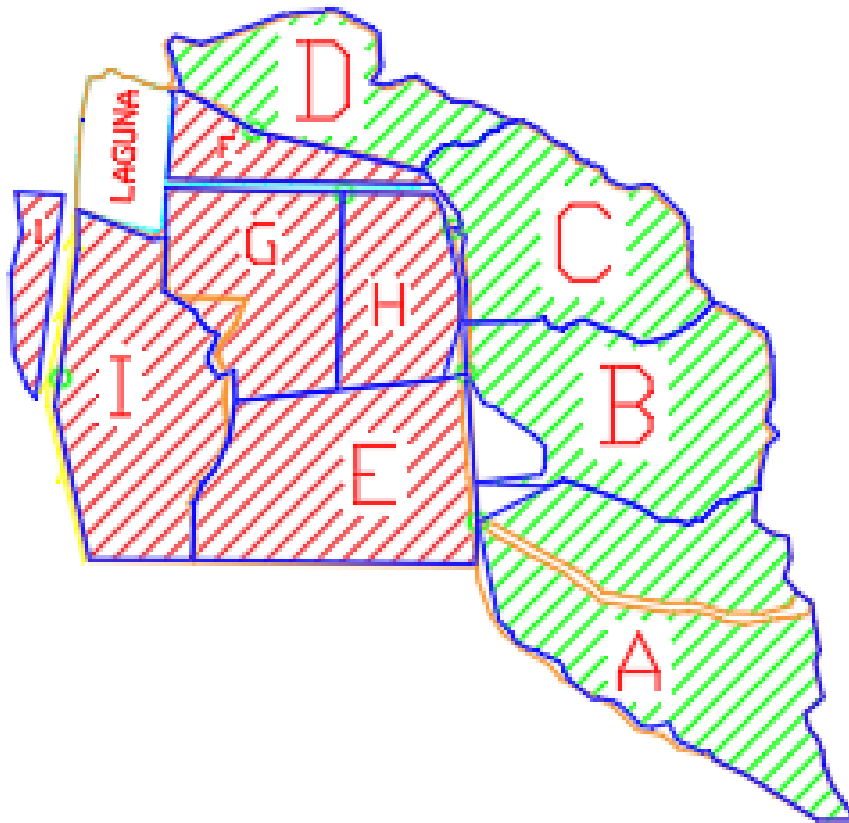


Figura 4.3. Caracterización de las cuencas según su uso.

Fuente: Mapas digitalizados y diagrama propio.

A continuación, se procedió a calcular los valores necesarios para transformar la lluvia en caudal, mediante el método de Hidrograma Unitario del SCS, el cual requiere del tiempo de retardo, el mismo que depende del tiempo de concentración de la cuenca, fórmulas expuestas en las Ecuaciones 3.16, 3.17, 3.18 y 3.19.

El cálculo de los parámetros que definen la propagación de caudales en los tramos especificados depende de los valores K y χ , donde el K se asocia al tiempo de recorrido por la onda en el tramo de estudio como se especifica en la Ec 3.20.

El valor de χ se estimó como 0.35 para los tramos en zonas montañosas y 0.20 para tramos en zonas urbanas.

Tramo	L (m)	L (km)	Δ Cota	S	K (hr)	χ
DREN G.3	785	0.785	2.00	0.25%	0.4658	0.35
DREN G.2	770	0.770	2.00	0.26%	0.4573	0.35
DREN G.1	1250	1.250	4.00	0.32%	0.6353	0.35
DREN G	496	0.496	2.00	0.40%	0.3012	0.35
DREN T	930	0.930	4.00	0.43%	0.4797	0.20
DREN H	1870	1.870	10.00	0.53%	0.7826	0.20

Tabla 4.10. Valores y cálculos de los parámetros de propagación de caudal.

Fuente: Cálculos propios.

4.2.1.5. Modelaje hidrológico de la cuenca mediante HEC-HMS 4.2.

- Creación de los componentes del modelo de cuenca

Se realizó la representación física de la cuenca y de los tramos de cauce con tránsito, como se representa en la Figura 4.4. Se identifican los tramos (reaches) como las líneas azules.

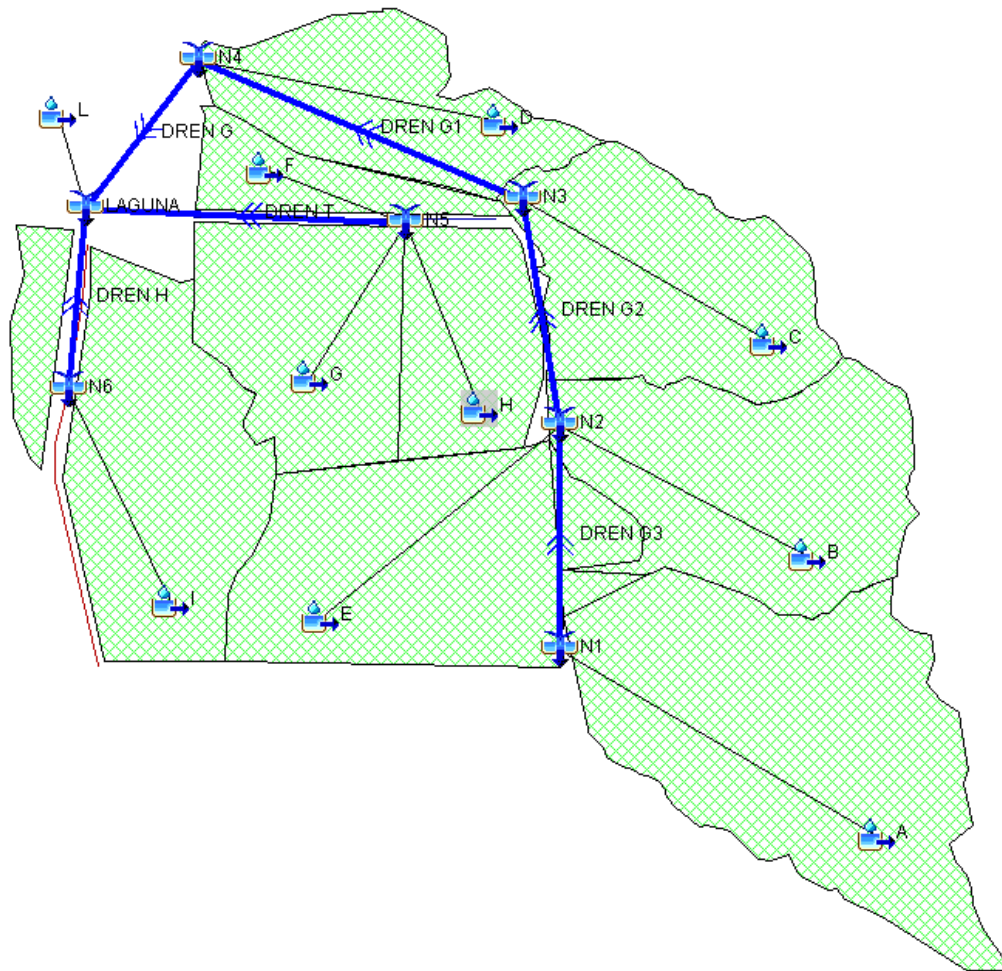


Figura 4.4. Representación del modelo de la cuenca mediante los elementos hidrológicos del HEC-HMS

Fuente: Elaboración propia mediante HEC-HMS 4.2

- Creación de los datos de entrada.

Se crearon las tormentas de proyecto. La representación de las tormentas se hace al introducir los valores de los hietogramas representados en las Tablas 4.7, 4.8 y 4.9 para cada respectivo período de retorno.

- Creación de los componentes de los modelos meteorológicos

Se crearon tres modelos hidrológicos, uno correspondiente a cada período de retorno a evaluar (para 10, 15 y 25 años).

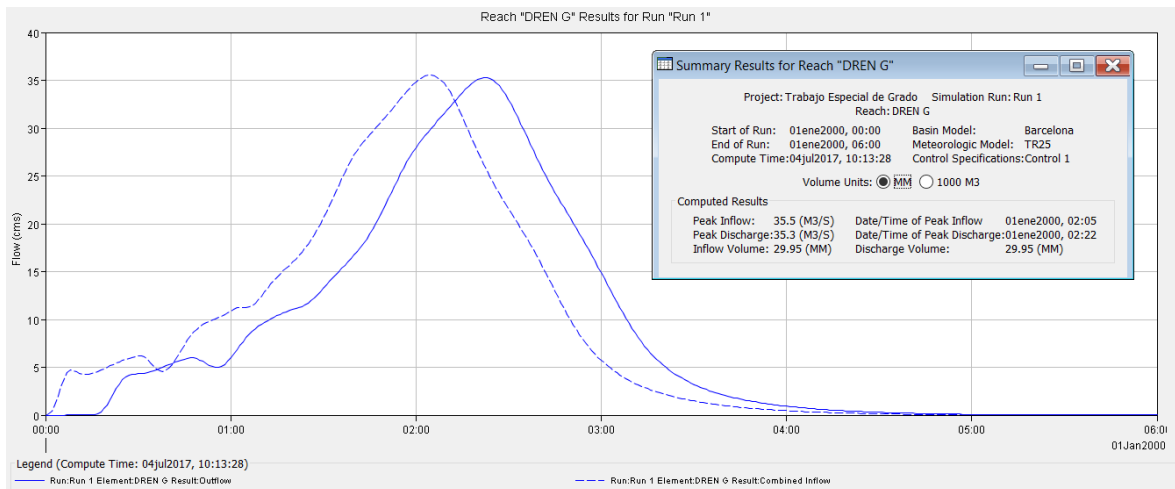
4.2.1.6. Simulación de la respuesta hidrológica de la cuenca mediante HEC-HMS 4.2.

- Creación de los componentes de especificaciones de control

Se realizaron las simulaciones desde las 00:00 del 01ene2000 a las 06:00 del 01ene2000 a intervalos de 1 minuto.

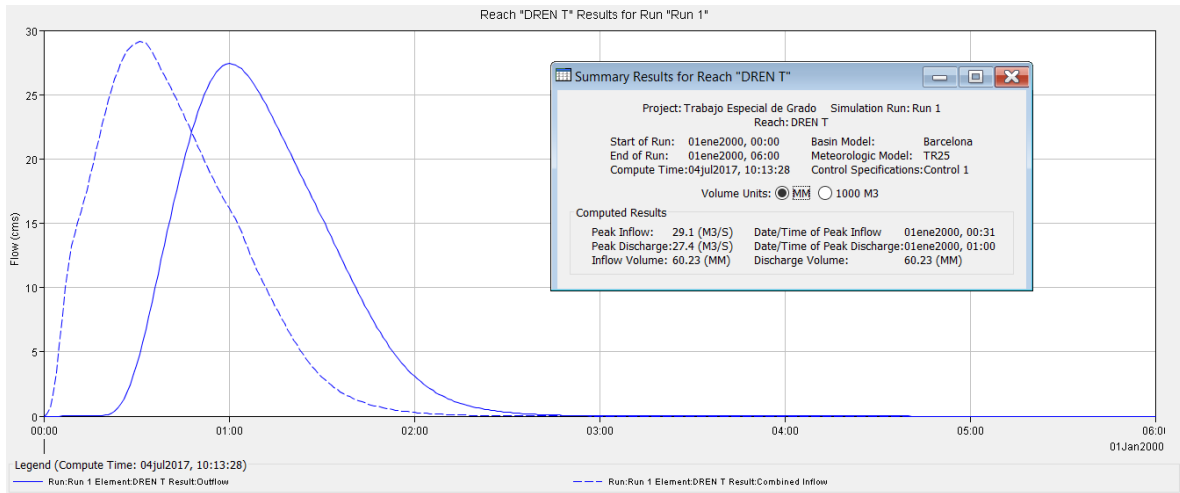
4.2.1.7. Resultados.

Con la intención de simplificar el volumen de resultados se presentarán en este apartado de manera gráfica únicamente los resultados para $T_R = 25$ años para los drenes a diseñar. Se anexa un cuadro resumen de todos los caudales picos del sistema.



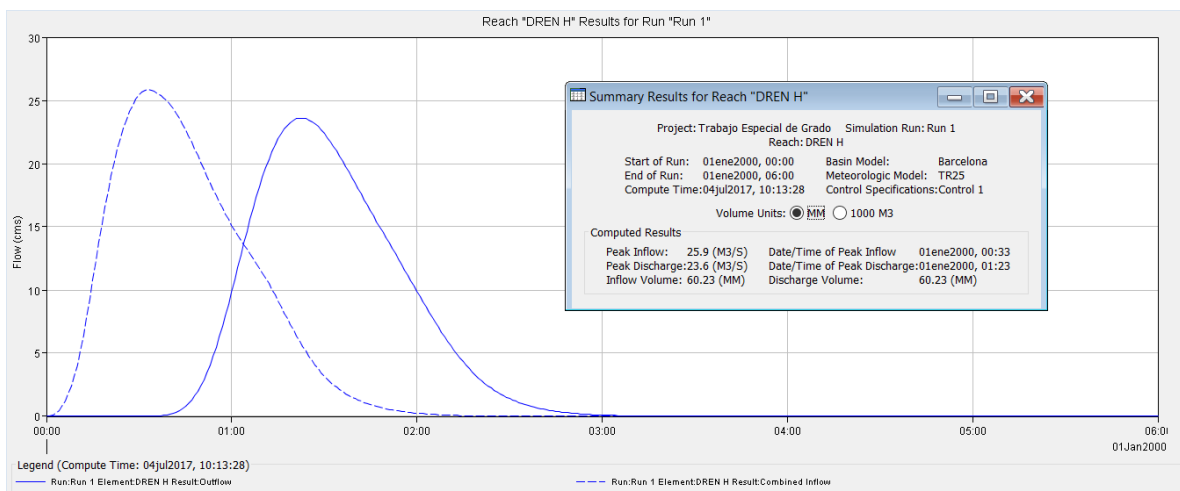
Gráfica 4.6. Hidrograma del tramo dren "G" para 25 años de período de retorno.

Fuente: HEC-HMS 4.2.



Gráfica 4.7. Hidrograma del tramo dren "T" para 25 años de período de retorno.

Fuente: HEC-HMS 4.2.



Gráfica 4.8. Hidrograma del tramo dren "H" para 25 años de período de retorno.

Fuente: HEC-HMS 4.2.

A continuación, se muestra en la Tabla 4.11 los caudales picos de todos los elementos del sistema.

Elemento		T _R (años)		
		5	10	25
Subcuenca	A	7.8	11.1	15.5
	B	6.2	8.8	12.5
	C	4.8	6.8	9.7
	D	3.5	4.3	6.2
	E	10.9	13.0	15.7
	F	7.3	8.4	10.0
	G	9.7	11.3	13.4
	H	7.6	9.0	10.7
	I	18.6	21.7	25.9
	L	5.0	5.9	7.0
Tramo	DREN G3	7.6	10.7	15.0
	DREN G2	22.0	28.0	36.2
	DREN G1	21.7	27.6	35.5
	DREN G	21.6	27.4	35.3
	DREN H	16.7	19.7	23.6
	DREN T	19.3	22.8	27.4
Nodo	N1	7.8	11.0	15.5
	N2	22.3	28.4	36.8
	N3	22.0	28.0	36.2
	N4	21.7	27.6	35.5
	N5	20.5	24.3	29.1
	N6	18.6	21.7	25.9
LAGUNA		39.2	47.0	57.5

Tabla 4.11. Tabla resumen de los caudales pico en m³/s para todos los elementos del sistema según su respectivo período de retorno.

Fuente: HEC-HMS 4.2

4.2.2. Fase II: Estudio hidráulico del sistema

4.2.2.1. Generalidades.

En esta fase del proyecto se realizará el prediseño, a partir de los datos hidrológicos determinados en la Fase I, de las estructuras hidráulicas necesarias para el tránsito de los gastos de diseño y se definirán las cotas seguras sobre las cuales se podrá determinar la viabilidad de implantación del proyecto para la consolidación de un desarrollo urbano de la parcela correspondiente a la Laguna Tronconal.

Esto se realizará de manera sistemática de la siguiente forma:

1) Análisis de la información básica:

a. Análisis de información cartográfica: el análisis consiste en determinar la distribución hidráulica de la zona, longitud de los drenes colectores principales, identificación de las redes de drenaje naturales existentes y delimitación de las cuencas en estudio, en función de la cartografía utilizada en la Fase I (apartado 4.2.1.2).

b. Análisis de información de la zona:

- Verificación de las condiciones actuales de las redes principales de drenaje.
- Determinación del aumento y expansión de la ocupación de la zona en comparación con la información cartográfica anteriormente mencionada.
- Verificación de las características superficiales de la zona.
- Geometría básica de las estructuras que se encuentran actualmente en funcionamiento.

2) Creación del modelo hidráulico de las estructuras hidráulicas propuestas mediante el uso del Sistema de Análisis de Ríos HEC-RAS, a partir de los parámetros previamente determinados:

- a. Creación de los datos geométricos.
 - b. Creación de los datos hidráulicos (flujo no permanente).
- 3) Simulación de los caudales obtenidos en la Fase I, representados como hidrogramas, mediante el Sistema de Modelamiento de Ríos HEC-RAS 5.0.1.
 - a. Creación y ejecución del plan de simulación.
- 4) Verificación e interpretación de los resultados obtenidos.

4.2.2.2. *Análisis de información básica de la cuenca e información levantada en la zona.*

A partir de los mapas mencionados en el apartado 4.2.1.2, referente al análisis de la información cartográfica de la zona de estudio, se determinaron las características de la zona, las longitudes de los tramos a evaluar, las áreas y división de las cuencas de aporte al sistema, entre otros.

Las características de los drenes estudiados son las siguientes:

- Dren G: tiene una longitud aproximada de 3350 metros, comenzando desde los alrededores de la urbanización Mi Refugio, bordeando toda la zona montañosa del este del sector Tronconal, actualmente finalizando la descarga directamente en la Laguna homónima. La pendiente promedio de tramo es de aproximadamente 0.5%.
- Dren T: este tiene aproximadamente 1350 metros de longitud. Comienza en la urbanización Boyacá III, finalizando su descarga directamente en la laguna. La pendiente promedio de tramo es de aproximadamente 0.5%.
- Dren H: el dren se encuentra paralelo a la Av. Intercomunal Jorge Rodríguez, está ubicado del lado oeste de la laguna y, de igual manera que los anteriores, su descarga es directamente hacia el terreno en cuestión. Su pendiente es de aproximadamente 0.3% y tiene una

longitud de 1900 metros, desde la estación de autobús Puentecito hasta Tronconal.

- Adicional a los 3 drenes principales, en la laguna existe actualmente una descarga de aguas servidas correspondientes al sector Tronconal. Se estima que la red de colectores tiene una longitud aproximada de 5.500 metros. El caudal medio de descarga de la misma está alrededor de los 130lps.

En la Figura 4.5, se puede observar la distribución reticular del sistema en estudio.



Figura 4.5. Retícula de drenes del sistema hidráulico.

Fuente: Google Earth.

Ahora bien, con la finalidad de eliminar las descargas directas de los drenes G y H al área definida como laguna, se plantea el diseño de canalizaciones de sección trapezoidal en toda su extensión, excavadas y con protección de geotextiles, que sean capaces de conducir el caudal máximo de crecida. A pesar

de que los gastos de diseño para los canales G y H son diferentes (ver Tabla 4.11), la sección se planteará con las mismas dimensiones para ambos tramos. Esto con la finalidad hacer un uso completo y adecuado del espacio actualmente conforman los drenes y evitar, en la medida de lo posible, realizar trabajos de relleno adicionales, esto para el caso del canal con menor sección.

Al final de las canalizaciones se plantea construir un cajón de concreto rectangular de doble celda y, de este modo, sustituir la batería de 4 tubos de 1 metro de diámetro (como se puede apreciar en la Figura 4.6) que se encuentran actualmente colocados. La estructura actual evidencia incapacidad para la conducción del gasto máximo, demostrando recurrentes desbordes en el sitio de tuberías y zonas cercanas a las mismas.

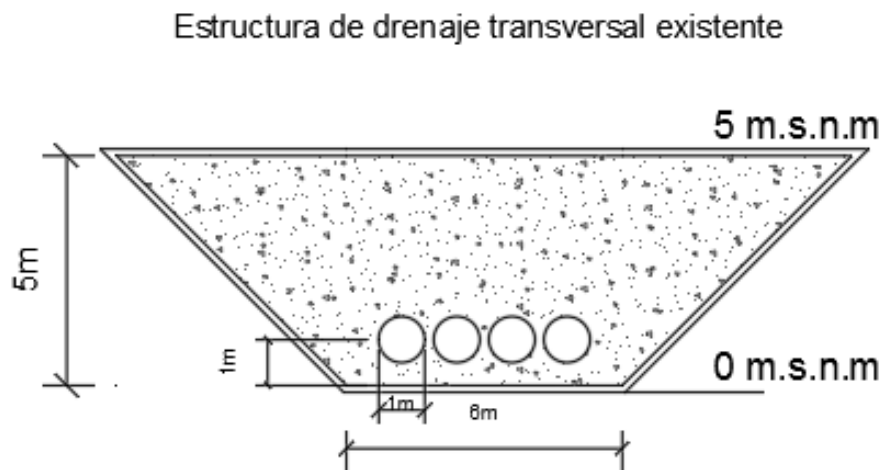


Figura 4.6. Estructura de drenaje transversal existente.

Fuente: Propia.

Las dimensiones del cajón rectangular de doble celda serán determinadas mediante los nomogramas de alcantarillas rectangulares con control en la entrada, los cuales se encuentran en el Manual de Drenaje Vial de Luis Franceschi (1980).

Estas dimensiones serán calculadas para un gasto total que correspondiente al caudal proveniente de los drenes G y H.

4.2.2.3. Prediseño de las estructuras de conducción.

Dada la condición original, la propuesta geométrica de los nuevos drenes será la que se presenta a continuación:

- Dren G y dren H: las dimensiones de las canalizaciones se escogieron con base en la eficiencia hidráulica que presentan y los aspectos constructivos en función de mantener la geometría actual de los drenes. Para canales revestidos, como se presenta en este caso, la sección de tipo trapezoidal es la que se suele utilizar con mayor frecuencia y el U. S. Bureau of Reclamation desarrolló una serie de curvas basadas en la experiencia, que muestran la relación promedio entre los anchos en la base y las profundidades del agua con respecto a las capacidades del canal. Teniendo en cuenta el caudal máximo de diseño de $57,5 \text{ m}^3/\text{s}$ (obtenido por el modelado del HEC-HMS), correspondiente al aporte de los drenes G y H, así como el caudal proveniente del dren T que se incorpora a la estructura de compensación denominada laguna, se obtuvo un ancho de canal de 4.5 metros y una altura de agua de 3.5 metros. Las dimensiones adoptadas, por condiciones de seguridad debido a la importancia de la ubicación del sistema su incorporación con el urbanismo actual, fueron de 6 metros de ancho para la base, con una pendiente de taludes de 1.5:1 para 5 metros de profundidad máxima del canal con revestimiento.
- Dren T: es un dren que se encuentra actualmente construido y que, en la nueva configuración (la cual se diferencia de la antigua configuración en que el tránsito de los gastos captados por los drenes G y H será por estructuras independientes a la laguna Tronconal) será el aporte principal a la nueva área definida como laguna y que será construida en el interior del

terreno laguna Tronconal. Este no posee modificaciones de tipo geométrico dentro del sistema.

- Laguna: esta será la estructura hidráulica que se encargará de transportar los gastos provenientes del dren T y, adicional a esto, será la estructura hidráulica receptora de los gastos de aguas servidas de una parte de la zona urbana e industrial del sector Tronconal. Las dimensiones de esta laguna están vinculadas tanto al funcionamiento hidráulico como al funcionamiento sanitario. Por recomendaciones urbanísticas, se optó por destinar entre un 10% a un 15% del espacio total estudiado para el drenaje del mismo. Con base en esto, se estimó un 13% (con una relación largo-ancho de 3:1) de las 35 hectáreas totales para ser utilizado como estructura de compensación volumétrica. De esta manera, las dimensiones obtenidas fueron de 450mx100m, con una profundidad de 1,5m en toda su extensión.
- Cajón de doble celda: las dimensiones del cajón rectangular de doble celda fueron determinadas mediante los nomogramas de alcantarillas rectangulares con control en la entrada, los cuales se encuentran en el Manual de Drenaje Vial de Luis Franceschi (1980). Las dimensiones obtenidas, para el caudal de aporte total, fueron las siguientes: 2 celdas rectangulares de 3.5 metros de ancho y 4 metros de altura, cada una.

4.2.2.4. Modelaje hidráulico de los drenes en estudio.

El modelaje hidráulico mediante el HEC-RAS, consiste en representar en el programa el sistema de drenes en estudio, mediante la creación de los datos geométricos e hidráulicos característicos del mismo. El modelo del sistema de drenes de la Laguna Tronconal se representó como se explica a continuación:

Creación de los datos geométricos:

Esquema del cauce en planta (river system schematic): Cada uno de los drenes a ser estudiados tiene sus características específicas; el tramo del dren G

a ser estudiado tiene una longitud de 475 metros, el dren H tiene 650 metros de longitud y la laguna tendrá una longitud de 450 metros (valor obtenido del análisis del comportamiento sanitario de la estructura). Todos los tramos evaluados se modelan en el HEC-RAS a partir de sus extremos aguas arriba y hasta aguas abajo. Para los drenes G y H, aguas arriba tendrán la continuación de la canalización hacia la ciudad, la laguna tendrá la incorporación del dren T y una parte del sistema de aguas servidas del sector en estudio, conocido como Tronconal.

Aguas abajo de la estructura de control conformada por el cajón de doble celda, se realiza la descarga del caudal hacia un cauce natural que recibe otros aportes de otras pequeñas cuencas de la zona y que, al final, descarga directamente en los canales que integran el complejo turístico El Morro, el cual descarga directamente al mar.

Aguas abajo, la laguna interna se conecta mediante un vertedero al canal trapecial correspondiente al dren G. Se propone un vertedero con la finalidad de mantener una cota máxima de agua constante en época de sequía dentro de la estructura y, de esta manera, garantizar el funcionamiento sanitario de la misma.

Los drenes G y H, en su extremo aguas abajo, confluyen en el cajón rectangular de concreto de doble celda, el cual funcionará como un control hidráulico para el sistema y será una de las estructuras que defina la cota segura a partir de la cual se podrá implantar el urbanismo en el área correspondiente a la antigua Laguna Tronconal.

En el modelado, el esquema del sistema es una representación gráfica de los tramos que lo conforman. En la Figura 4.7 se presenta, esquemáticamente, la distribución de del sistema conformado por un conjunto de estructuras hidráulicas que hacen parte de la propuesta para la solución de la problemática de la inundación de la Laguna Tronconal.

Secciones transversales (cross section data): Considerando la uniformidad de los tramos de las canalizaciones representadas, se decide tomar únicamente las secciones representativas del tramo, como lo son las de aguas arriba y aguas abajo, o las secciones en las cuales se vaya a proponer alguna estructura hidráulica adicional (vertederos, puente, cajón). Entre cada una de estas secciones principales se realizó la interpolación de secciones transversales con la finalidad de obtener un perfil de superficie de agua más preciso y evitar los reportes de advertencia que emite el programa en la etapa de simulación, causados por pérdida de energía muy alta, típica de secciones transversales muy alejadas. En las figuras 4.8 y 4.9 se pueden observar las secciones típicas de los

drenes G y H y la sección típica de la laguna.

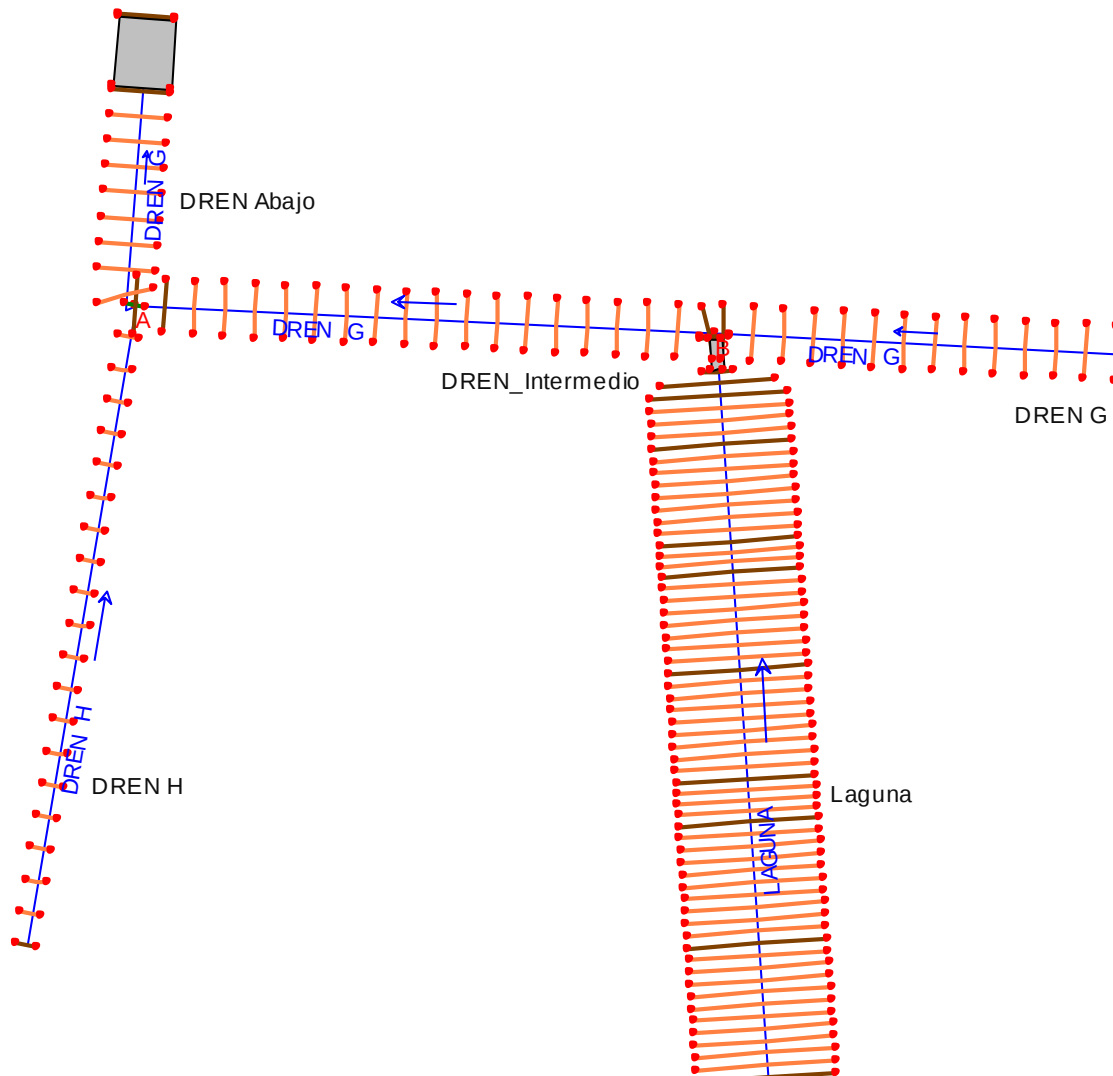


Figura 4.7. Vista en planta del nuevo sistema de drenes de la laguna Tronconal.

Fuente: HEC-RAS 5.0.1.

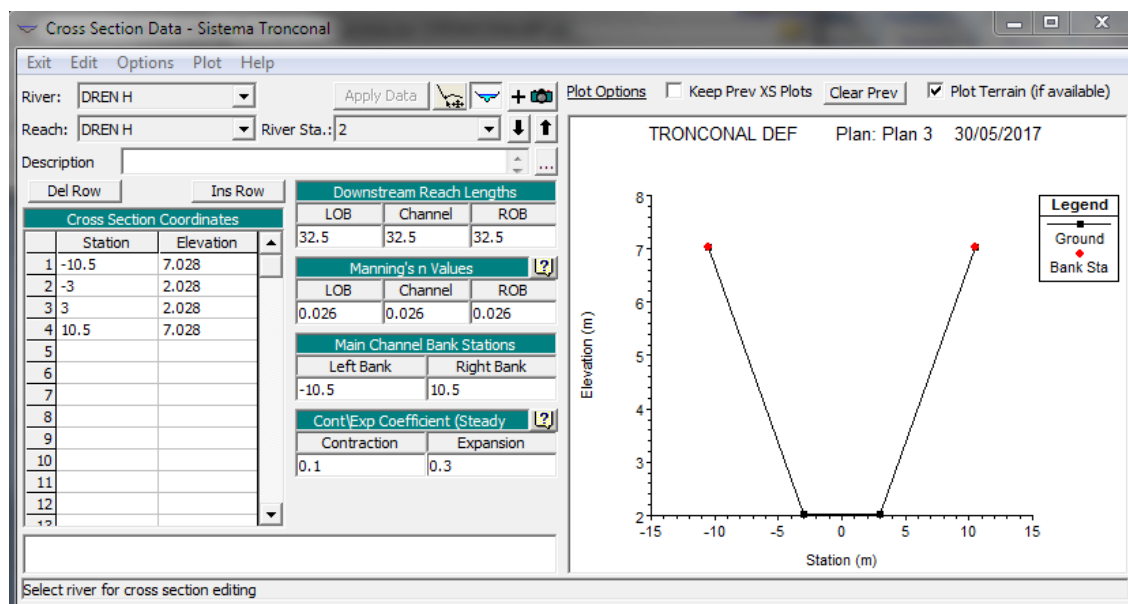


Figura 4.8. Datos e ilustración de las secciones transversales dren G y dren H.

Fuente: HEC RAS 5.0.1.

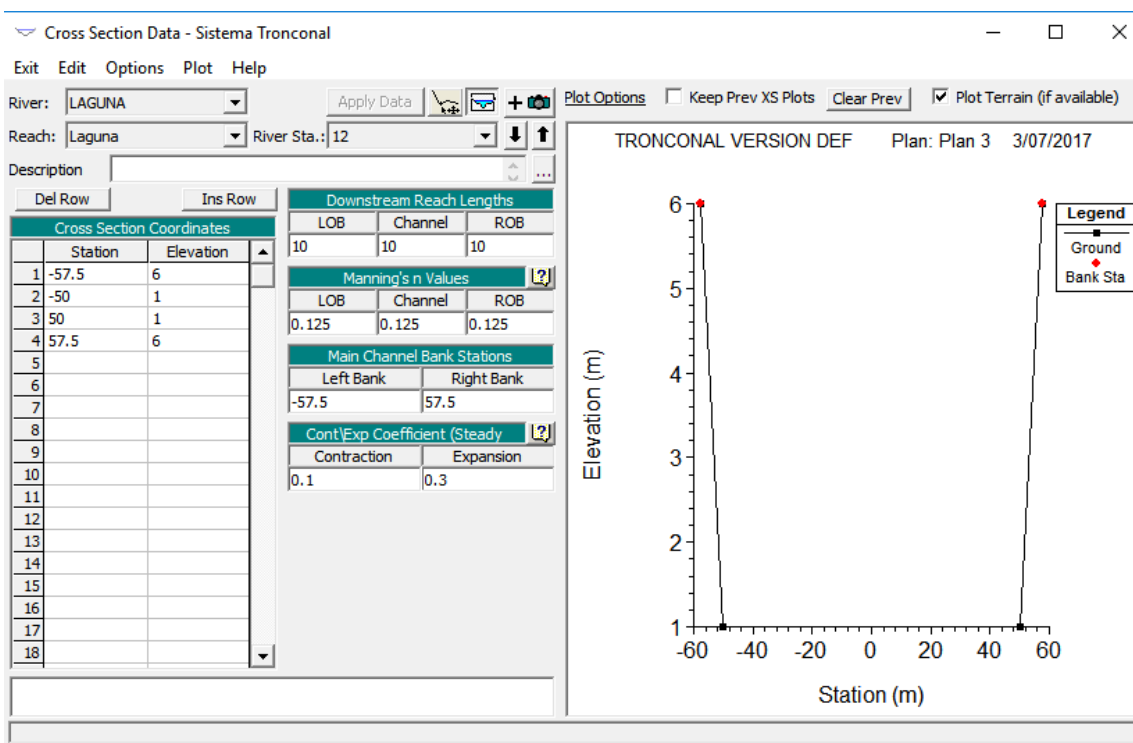


Figura 4.9. Datos e ilustración de las secciones transversales de la nueva laguna.

Fuente: HEC RAS 5.0.1.

De esta manera, las interpolaciones están entre 10 y 12 metros dependiendo del tramo que se esté evaluando, enumeradas desde aguas abajo hacia aguas arriba en orden ascendente. Las secciones principales se definen bajo la consideración de los siguientes aspectos:

- La geometría obtenida a partir de los cálculos hidráulicos de la sección, partiendo de un caudal máximo, considerando un período de retorno de 25 años.
- La ubicación de cada sección principal en planta depende de la presencia de estructuras en el cauce, del inicio o fin del tramo, en este caso, la existencia de un cajón rectangular de doble celda al final de los drenes G y H y un vertedero en el que se incorpora el gasto proveniente de la estructura de la nueva laguna hacia el dren G.
- La distancia entre las secciones principales, la cual viene definida por la interpolación de secciones con distancias uniformes a lo largo de todo el tramo. Las secciones para el dren G y el dren H son iguales, únicamente cambia la pendiente del tramo. La nueva laguna también presenta uniformidad en sus secciones.
- Los coeficientes de rugosidad (Manning) a lo largo de los drenes G y H del sistema en estudio, es decir, en todas sus secciones transversales, se consideran iguales, ya que presentan las mismas características de revestimiento ($n=0.026$), ver figura 4.8. En el tramo de la nueva laguna, se colocó una rugosidad diferente ($n=0.125$) ante la eventual presencia de malezas densas y plantas acuáticas en el canal. Ver Figura 4.9.
- Los coeficientes de contracción y expansión que solicita el programa para computar las pérdidas de energía entre la entrada y la salida de una sección, se asumieron iguales para todas las secciones transversales. Ya que la escogencia de las secciones permitió modelar una morfología representativa, en donde los cambios de la geometría entre las secciones

son graduales, no hay cambios bruscos. Para todas las secciones, los coeficientes son: contracción 0.1 y expansión 0.3. Ver figuras 4.8 y 4.9.

Geometría del pontón (bridge culvert data): ubicación del pontón (add a bridge y deck/roadway data editor): Para ubicar el pontón, el cual es el encargado de controlar hidráulicamente el sistema y que está ubicado en el punto donde convergen dos drenes principales (dren G y dren H), en el tramo de cauce en estudio, primero se le da un nombre para identificarlo (en este caso el número 2.9) según su ubicación con respecto a las secciones transversales. Posteriormente, se introducen las secciones que comprenden el tramo de cauce donde se encuentra el pontón (secciones 1 y 4), luego se coloca el ancho del tablero, la distancia desde la cara aguas arriba del pontón hasta la sección contigua aguas arriba del cauce, seguido de la geometría de las secciones del pontón, tanto de aguas arriba como de aguas abajo. Ver figura 4.10.

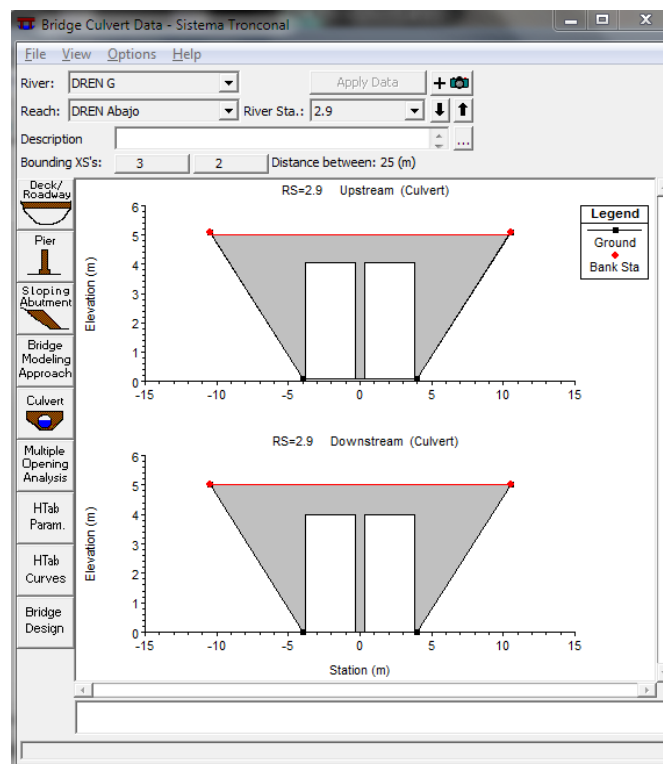
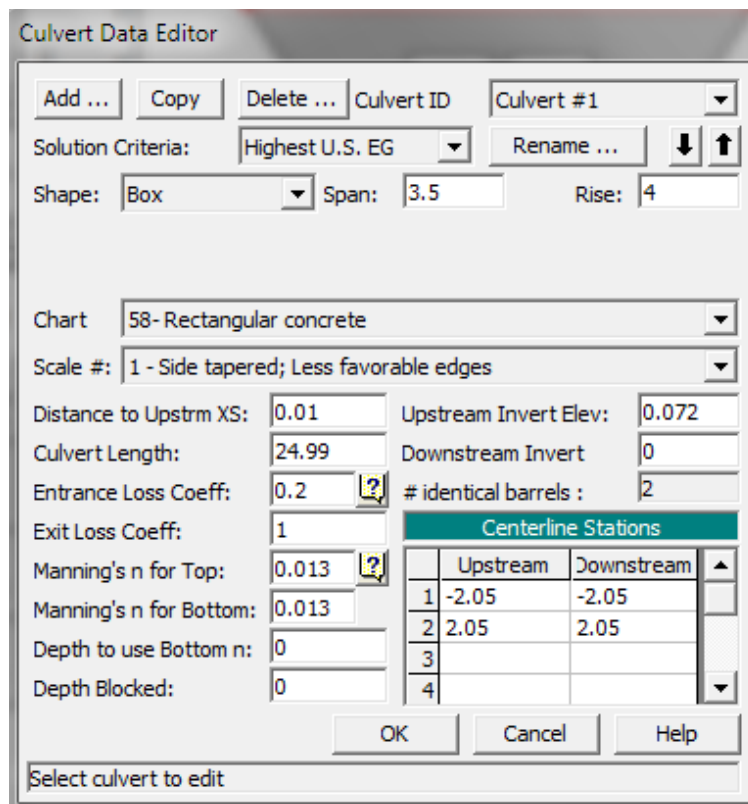


Figura 4.10. Secciones transversales del pontón.

Fuente: HEC-RAS 5.0.1.

Geometría de la alcantarilla (culvert data editor): una vez especificadas las características del pontón, se agrega al modelo el cajón rectangular de doble celda.

Para definir el cajón, primero se coloca el tipo de alcantarilla (Box/cajón para este caso), luego se colocan las medidas de altura y ancho de los orificios, los cuales son 4 metros y 3.5 metros, respetivamente. Estas dimensiones se verificarán con el funcionamiento en el programa. Luego de esto se especifica qué tipo de cajón (rectangular concrete), la distancia desde la cara aguas arriba hasta la sección contigua aguas arriba del cauce, longitud de la alcantarilla (25 metros), coeficientes de pérdida en la entrada y en la salida (0.2 y 1 respectivamente), coeficiente de rugosidad interno en el canal (0.013 ya que es un cajón de concreto), se coloca el número de orificios idénticos (2) y por último, se colocan las coordenadas del eje de cada celda respecto a las secciones transversales del cauce. Ver Figura 4.11.



Centerline Stations		
	Upstream	Downstream
1	-2.05	-2.05
2	2.05	2.05
3		
4		

Figura 4.11. Características del cajón rectangular de doble celda.

Fuente: HEC-RAS 5.0.1.

Modelado del pontón (bridge modeling approach editor): una vez introducidos todos los datos anteriormente mencionados, se procede a seleccionar los métodos de cálculos hidráulicos para los siguientes casos, cuando el flujo es inferior y cuando el flujo es superior. A continuación, el programa mediante la ecuación de cantidad de movimiento determina qué tipo de flujo se produce en el modelo simulado y, al establecerlo, aplica el método de cálculo correspondiente a ese tipo de flujo (sub crítico o supercrítico). Es importante destacar que es durante la simulación cuando se evaluarán los diferentes métodos de cálculos hidráulicos. Ver Figura 4.12.

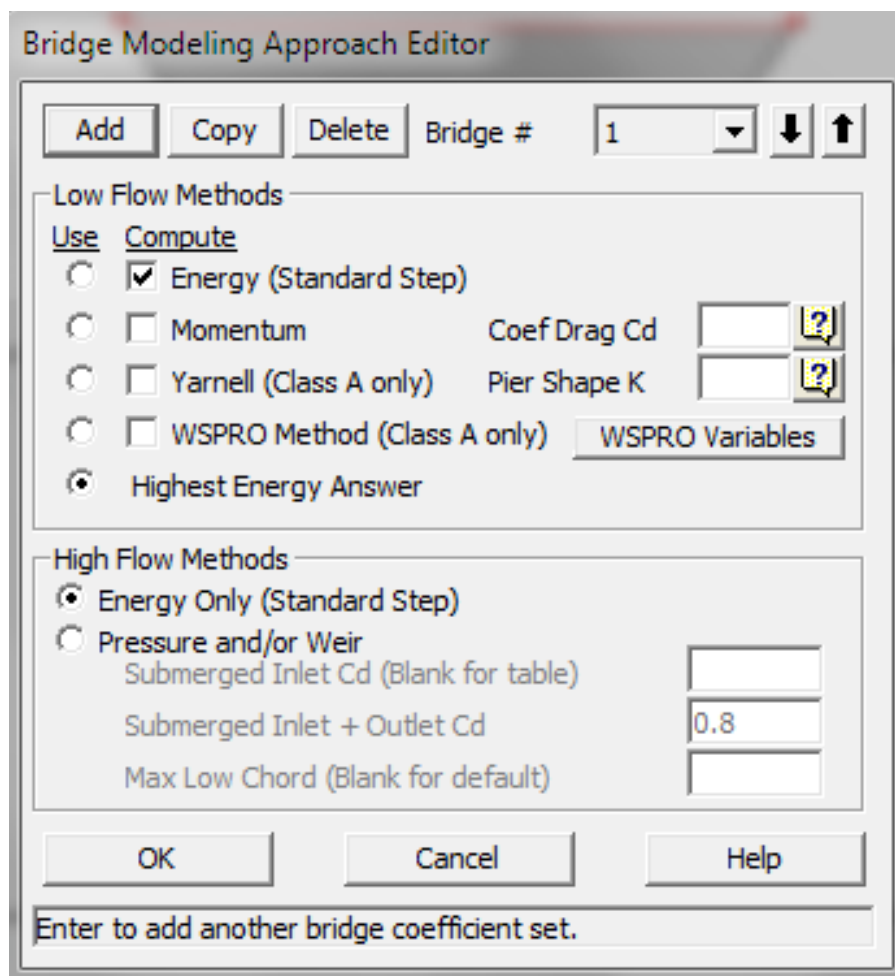


Figura 4.12. Parámetros para el modelado del pontón.

Fuente: HEC-RAS 5.0.1.

Creación de los datos hidráulicos para flujo no permanente:

Condiciones de borde (reach boundary conditions): se asumen las condiciones de borde más desfavorables, tanto aguas arriba como aguas abajo.

Para el caso del modelo en tipo de flujo no permanente, hay diferentes posibilidades de condiciones de borde. En este caso, para los drenes G, H y la laguna, la condición de borde empleada fue el hidrograma de crecida que se obtuvo aguas arriba de cada tramo, estos fueron generados por el programa HEC-

HMS y los datos insertados están representados cada 1 minuto. En la sección aguas abajo del dren G, se asumió como condición de borde un tirante normal ($S=0.003$). También fue asignada una curva de gasto en la entrada del cajón para definir el control que ahí se genera.

En esta sección, se introducen las condiciones de borde que se estimaron para las secciones aguas arriba y aguas abajo del sistema en estudio. Ver figura 4.13.

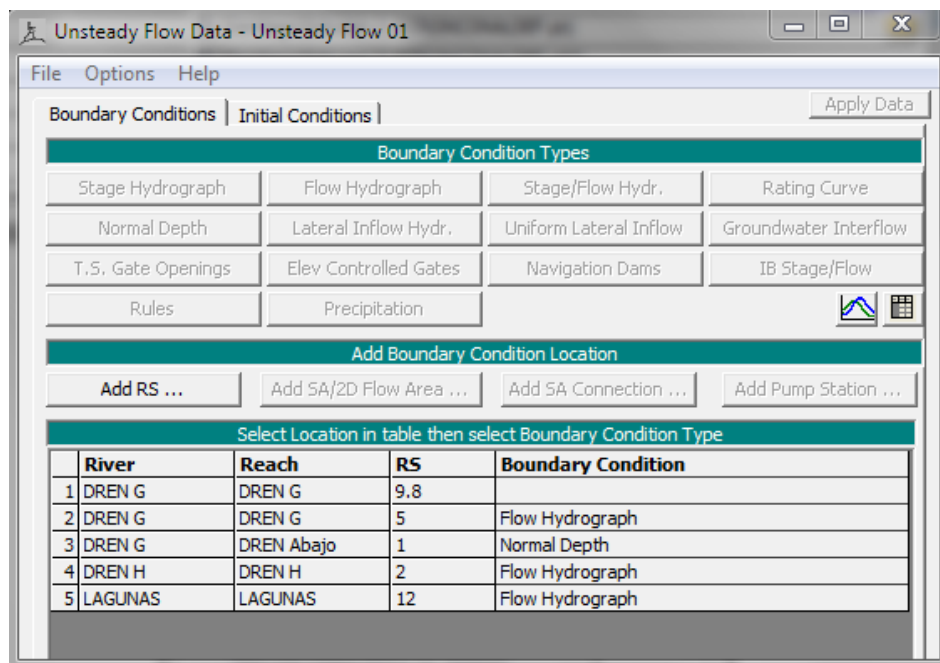


Figura 4.13. Datos de condiciones de borde utilizadas.

Fuente: HEC-RAS 5.0.1.

4.2.2.5. Simulación del comportamiento hidráulico del sistema en estudio mediante HEC-RAS 5.0.1.

El análisis hidráulico del sistema de la Laguna Tronconal, se realiza asumiendo que ocurre una tormenta hidrológica durante un determinado período de tiempo, generando así un determinado hidrograma. Por lo tanto, se consideró simular el sistema para una condición de flujo no permanente, es decir, el caudal varía a lo largo del tiempo.

Simulación en flujo no permanente

El proceso de simulación consistió en evaluar, en régimen mixto, para el modelo ya creado (data geométrica e hidráulica) y así, según resultados obtenidos, determinar cuáles serían los niveles mínimos de implantación y retiros de los desarrollos urbanos con respecto a los cauces. Luego de conocer dichos niveles, se analiza el comportamiento hidráulico de las estructuras que definen el nuevo sistema de la laguna Tronconal.

Para simular el modelo se escoge la data geométrica e hidráulica (anteriormente colocada), se seleccionan los programas que se desean correr, se especifica el tiempo de simulación (el cual debe coincidir con los tiempos de duración de los hidrogramas introducidos), se indican los intervalos de tiempo de respuesta, se selecciona el régimen de flujo mixto, lo que implica que el modelo va a realizar la simulación teniendo en cuenta las condiciones de flujo subcrítico y supercrítico, adoptando la más desfavorable. Luego se ejecuta el programa para que realice los cálculos matemáticos. Todo lo anterior se introduce en la ventana de corrida siguiente. Ver figura 4.14.

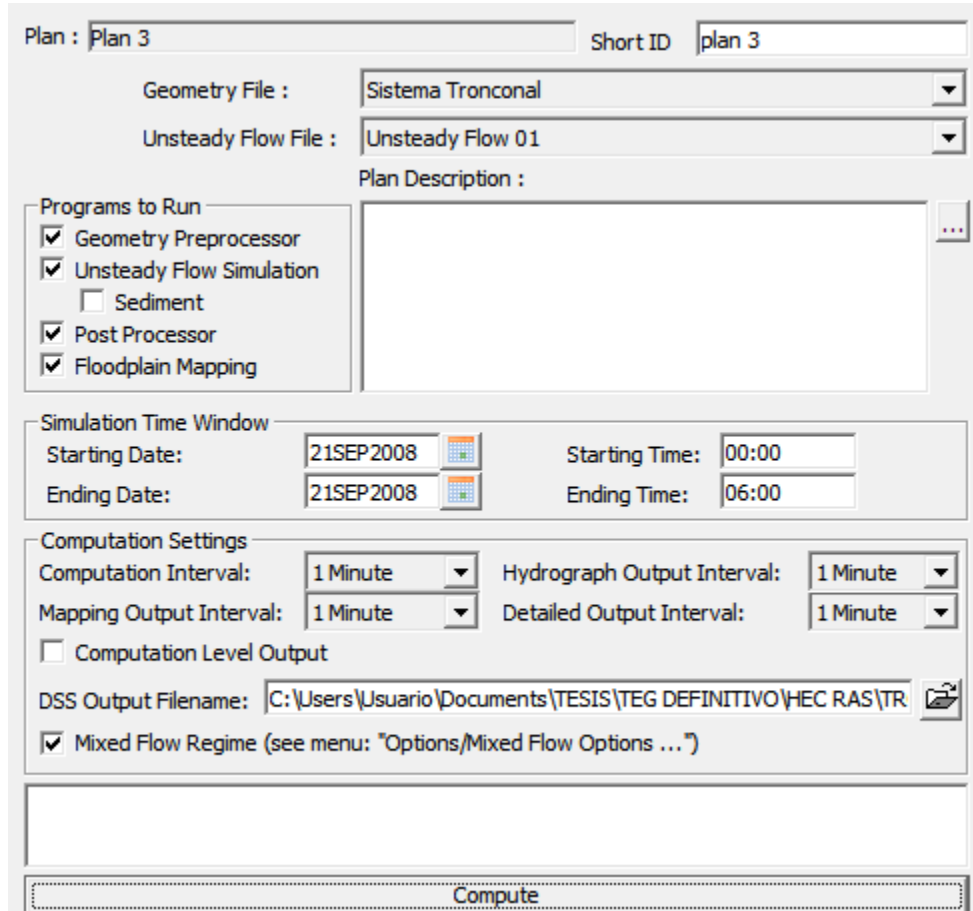


Figura 4.14. Simulación de flujo no permanente.

Fuente: HEC-RAS 5.0.1.

4.2.2.6. Resultados.

Como se explicó en el apartado anterior, primero se realizó la simulación del sistema de la nueva laguna con la finalidad de determinar cuáles serían los niveles mínimos de implantación y retiros de los desarrollos urbanos para unos hidrogramas específicos y un período de retorno estimado en 25 años.

Los niveles mínimos de implantación vienen determinados por los tirantes de agua obtenidos en cada una de las estructuras hidráulicas propuestas agregando un borde libre adicional por razones de seguridad. Una de las cotas de agua más representativas viene dada por el control generado por el cajón de doble celda localizado en la confluencia de los drenes G y H.

Los resultados de los niveles de agua arrojados por el programa se pueden visualizar en las secciones transversales, en los perfiles longitudinales de los cauces estudiados y en vistas en 3 dimensiones. En la Figura 4.15, que se refiere a la sección aguas arriba de la estructura de control, arroja una cota de agua de 3.12 m.s.n.m.

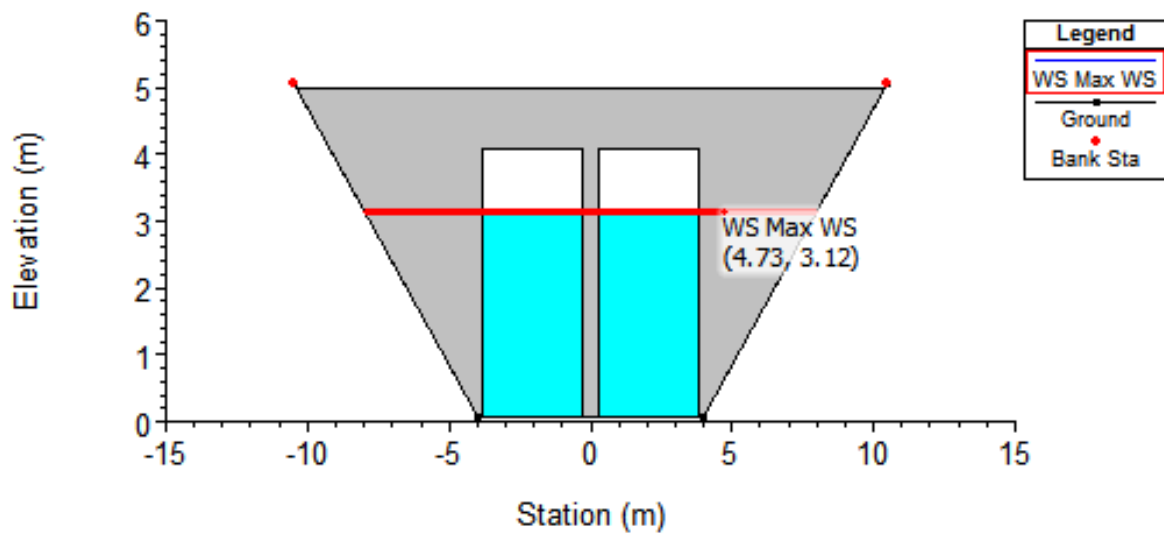


Figura 4.15. Nivel de agua en la sección aguas arriba del cajón.

Fuente: HEC-RAS 5.0.1

En la Figura 4.16 se ve representado el nivel de agua a la salida del cajón, el cual es de 1.45 m.s.n.m.

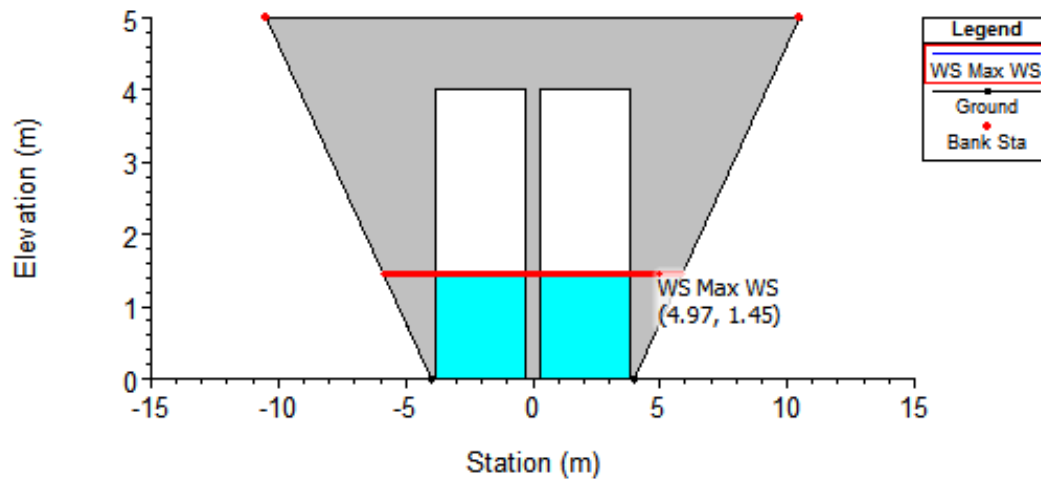


Figura 4.16. Nivel de agua de la sección aguas abajo del cajón.

Fuente: HEC-RAS 5.0.1

En la figura 4.17 se muestra la marca de agua que definirá las cotas de implantación segura de la planta baja de las estructuras que, eventualmente, puedan ser desarrolladas en el espacio de la laguna. Esta cota viene definida por el vertedero de 10 metros de ancho, que sirve de conexión entre la laguna y el dren G, esa cota es de 3.62 m.s.n.m.

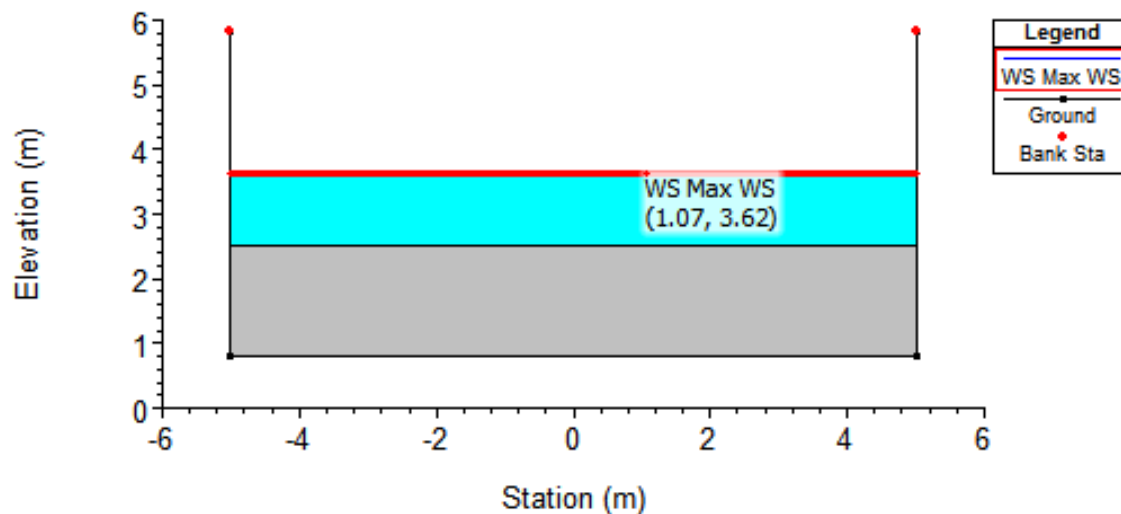


Figura 4.17. Nivel de agua en la sección del vertedero.

Fuente: HEC-RAS 5.0.1

A continuación, en la figura 4.18, se puede observar una imagen en tres dimensiones, en la que se representa el funcionamiento del sistema en el momento en el que se le introduce el gasto de diseño.

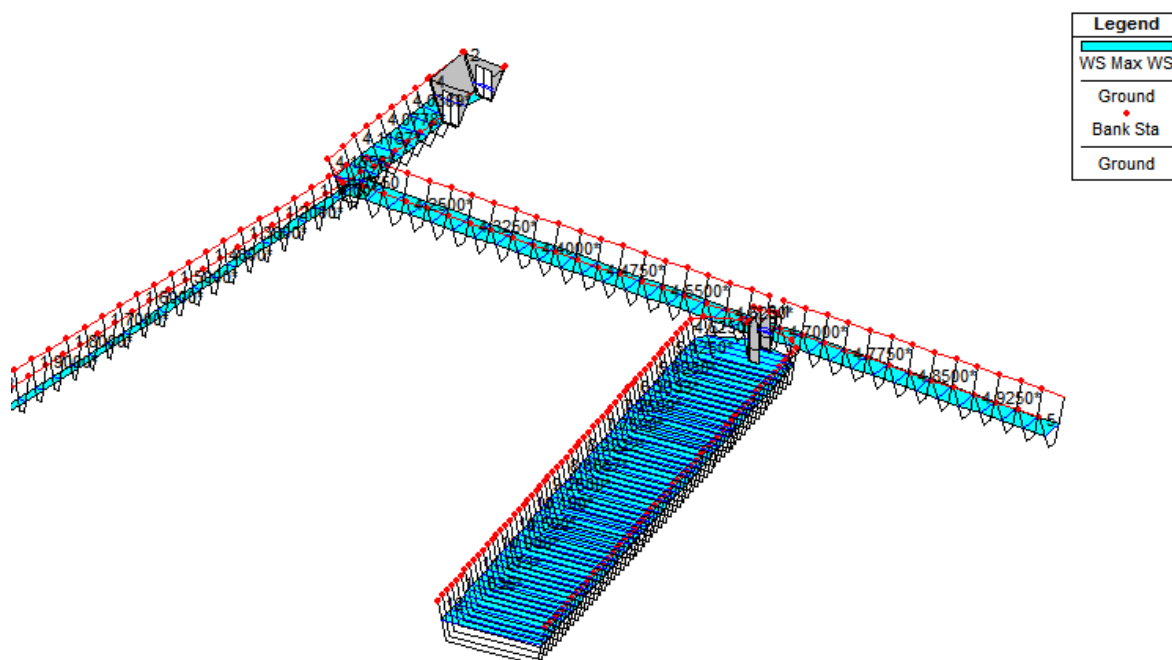


Figura 4.18. Vista en tres dimensiones de los niveles de agua en el sistema Laguna Tronconal.

Fuente: HEC-RAS 5.0.1

Una vez corrido el modelo hidrológico, resueltas las condiciones hidráulicas, redefinido el nuevo sistema de drenes, la cota máxima para una creciente de 25 años (condición de diseño) de período de retorno es de 3.62 m.s.n.m, tomando como cota mínima de implantación 4.30 m.s.n.m.

4.2.3. Fase III: Evaluación de la propuesta sanitaria.

Basados las características propias de las lagunas de oxidación expuestas en el apartado 3.9.1 y en los parámetros de diseño en el apartado 3.9.1.1, se pudo apreciar que las dimensiones físicas del terreno dificultarían la implantación de este método ya que se necesitarían muchos metros de excavación y tiempos de retención muy altos que, hidráulicamente, no son factibles para los caudales de diseño que se obtuvieron. Por dicha razón, se eligió la opción de humedales artificiales.

A continuación, se presentan los cálculos para determinar las características hidráulicas y dimensiones físicas de un humedal artificial, evaluando el caso de humedales de flujo libre superficial y flujo subsuperficial, para luego tomar la decisión de cuál es más favorable, considerando el tratamiento sanitario del afluente y la compatibilidad del sistema con la creciente de diseño máxima (para un período de retorno de 25 años). Es importante tener en cuenta que por la baja altitud del terreno y su cercanía a la costa, se encuentra en la zona un nivel freático muy cercano a los colectores de aguas servidas que descargan a la laguna, esto genera una infiltración considerable en el sistema de colectores que va a aumentar la cantidad de agua que se descargará. Para calcular dicha infiltración se midió la longitud del colector (5.6 Km) y se multiplicó por 20.000 L/Km*día, este es el valor que usualmente se estima para el cálculo de las infiltraciones en colectores de aguas servidas en zonas con nivel freático en los alrededores.

$$Q_{inf} = 5,6 \text{ Km} * 20 \frac{m^3}{\text{Km} * d} = 112 \frac{m^3}{d}$$

Por inexistencia de mediciones sobre la DBO de las aguas servidas de la cuenca de Barcelona, se tomó 200 mg/L ya que es un valor comúnmente usado y recomendado por Metcalf & Eddy (2003). Como bien se expuso en el Capítulo 3,

el agua que saldrá del humedal tiene que cumplir con ciertos parámetros de calidad para poder ser descargada en un cuerpo de agua; según las normativas nacionales (Decreto N°883, 1995, p.8) se exige que todo caudal destinado a ser vertido en un cuerpo de agua tiene que contar con una carga de DBO de 60 mg/L; para este estudio se tomó (con intenciones de tener un vertido de mejor calidad) un valor efluente de 40 mg/L.

4.2.3.1. Cálculo del gasto medio de aguas servidas.

Del estudio de planos de colectores de la cuenca y de imágenes satelitales de la zona, se pudo apreciar que el área urbanizada que aporta caudales aguas servidas a la Laguna es de 152 hectáreas, mientras que estudios e información urbana recopilada en la alcaldía arrojaron densidades poblacionales de 250 hab/ha, pero se optó por un valor de 300 hab/ha, tomando en cuenta un posible futuro crecimiento poblacional.

$$Población = Densidad * Área$$

$$Población = 300 \frac{hab}{ha} * 152ha = 45.600 hab$$

Para calcular el caudal medio de agua potable se pudo apreciar que la cantidad de habitantes es muy cercana a 50.000, por lo que se tomó una dotación de 300 L/hab*día (Bolinaga 1999, p.25, que cita al INOS, 1948), considerando que todos los domicilios contarán con medidores.

$$Q_{med(AP)} = 45.600 hab * 300 \frac{L}{hab * d} * \frac{1 día}{86.400 seg}$$

$$Q_{med(AP)} = 158 L/seg$$

Para finalmente estimar el gasto de aguas servidas promedio que entraría a la laguna, se multiplicó el caudal de consumo medio por el coeficiente de reingreso igual a 0.8 (Gaceta Oficial N°5.318, 1999).

$$Q_{med(AS)} = 158 \frac{L}{seg} * 0.80 = 126,67 \frac{L}{seg}$$

Para funcionamiento de fórmulas que vendrán posteriormente se necesita dicho caudal en unidades de m^3 por día.

$$Q_{med(AS)} = 126,67 \frac{L}{seg} * \frac{1 m^3}{1.000 L} * \frac{86.400 seg}{1 d} = 10.944 \frac{m^3}{d}$$

El caudal final que entrará a la laguna será entonces la suma del caudal de aguas servidas más el de infiltración que entra a través de la tubería:

$$Q_{total} = 10.944 \frac{m^3}{d} + 112 \frac{m^3}{d} = 11.056 \frac{m^3}{d}$$

Finalmente, a través de este último resultado se comparará dicho gasto con el caudal máximo que pueda tratar cada una de las distintas opciones de humedal, despejando de dicha fórmula Q .

4.2.3.2. Cálculos para humedal de flujo subsuperficial (SSF).

Los valores de profundidad del humedal (d) y relación de vacíos (n) se estimaron según recomendaciones de la U.S.E.P.A.

$$DBO_0 = 200 \text{ mg/L}$$

$$DBO_0 = 40 \text{ mg/L}$$

$$A = 4,5 \text{ ha} = 45.000 \text{ m}^2$$

$$d = 0,60 \text{ m (U.S. Environmental Protection Agency, 1993, p.9)}$$

$n = 0,45$ (U.S. Environmental Protection Agency, 1993, p.10)

Haciendo uso de la Ecuación 3.24, para una temperatura mínima promedio de 22.4°C en Barcelona:

$$K_T = 1,104 * 1,06^{T-20} = 1,104 * 1,06^{22,4-20} = 1,270 d^{-1}$$

Seguidamente,

$$Q_{\max(AS)} = \frac{A * K_T * d * n}{\ln(C_o) - \ln(C_e)} = \frac{45.000 m^2 * 1,270 d^{-1} * 0,60 m * 0,45}{\ln(200 mg/L) - \ln(40 mg/L)}$$

$$Q_{\max(AS)} = 9.585 m^3/d$$

Tomando en cuenta que el área es 45000 m² por recomendaciones de dimensionamiento (U.S. Environmental Protection Agency, 1993, p.10) se tomó una relación ancho-largo de 3:1, quedando así un ancho de 100m para la sección transversal que tendrá que atravesar el caudal de aguas servidas y un largo de humedal de 450m. A continuación, se comprobará si el humedal tiene la capacidad de recibir el caudal medio de aguas servidas sin que se generen reboses:

$K_s = 100.000 m^3/m^2/d$. Se recomienda multiplicar por 0,3 como Factor de Seguridad (U.S. Environmental Protection Agency, 1993, p.11)

$$A = 100m * 0,60m = 60 m^2$$

$S = 0,50\%$ (U.S. Environmental Protection Agency, 1993, p.11)

$$Q_{\max(Darcy)} = 0,3 * 100.000 \frac{m^3}{m^2 * d} * 60 m^2 * 0,005 = 9.000 \frac{m^3}{d}$$

4.2.3.3. Cálculos para humedal de flujo superficial (FWS).

Se trabajó con los mismos valores de carga de DBO de entrada y salida que en apartado 4.2.3 y de la misma forma que en el apartado 4.2.3.2, para humedales SSF, se tomaron valores basados en recomendaciones de la U.S.E.P.A. Como se disponen de 1.50m de altura, se dejaron 0.50m para material de relleno que servirá de base para las raíces de las plantas (que no tendrá ninguna influencia en el tratamiento el afluente), lo que dejará 1.00m de altura disponible para el agua:

$$DBO_0 = 200 \text{ mg/L}$$

$$DBO_1 = 40 \text{ mg/L}$$

$$A = 4,5 \text{ ha} = 45.000 \text{ m}^2$$

$$d = 1,00 \text{ m}$$

$$n = 0,70 \text{ (Reed et al, 1995)}$$

$$K_T = 1,270 \text{ d}^{-1}$$

Haciendo uso de la ecuación 3.22, se despejó el caudal máximo que puede tratar el humedal en estudio para los valores antes propuestos:

$$Q_{\max(AS)} = \frac{A * K_T * d * n}{\ln(C_0) - \ln(C_e)}$$

$$Q_{\max(AS)} = \frac{45.000 \text{ m}^2 * 1,270 \text{ d}^{-1} * 1,00 \text{ m} * 0,70}{\ln(200 \text{ mg/L}) - \ln(40 \text{ mg/L})} = 24.851 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

Al no tener un medio poroso por el que vaya a pasar el fluido, no es necesario calcular un caudal por la ley de Darcy.

CAPÍTULO 5: DETERMINACIÓN DE LA SOLUCIÓN HIDRÁULICA PARA EL APROVECHAMIENTO URBANO DE LA PARCELA

5.1. Resultados

Como resultado final, se obtuvo la configuración definitiva de los drenes y la laguna, los cuales funcionarán como estructuras de tránsito para el debido control de la creciente de diseño de 25 años de período de retorno. También fueron determinadas las cotas -o niveles de agua- mínimas para realizar la implantación y retiros de los desarrollos urbanos con respecto a los cauces definidos.

Las estructuras hidráulicas ya definidas, que funcionarán para dar solución hidráulica a la problemática planteada, se presentan gráficamente a continuación.

En la Figura 5.1 se pueden apreciar las estructuras planteadas como solución y su distribución espacial en el área de la laguna. El dren G y el dren H confluyen en la estructura de control. La laguna recibe lo gato del dren T y de las aguas servidas del sector tronconal y, posteriormente, descarga en el dren T mediante un vertedero.

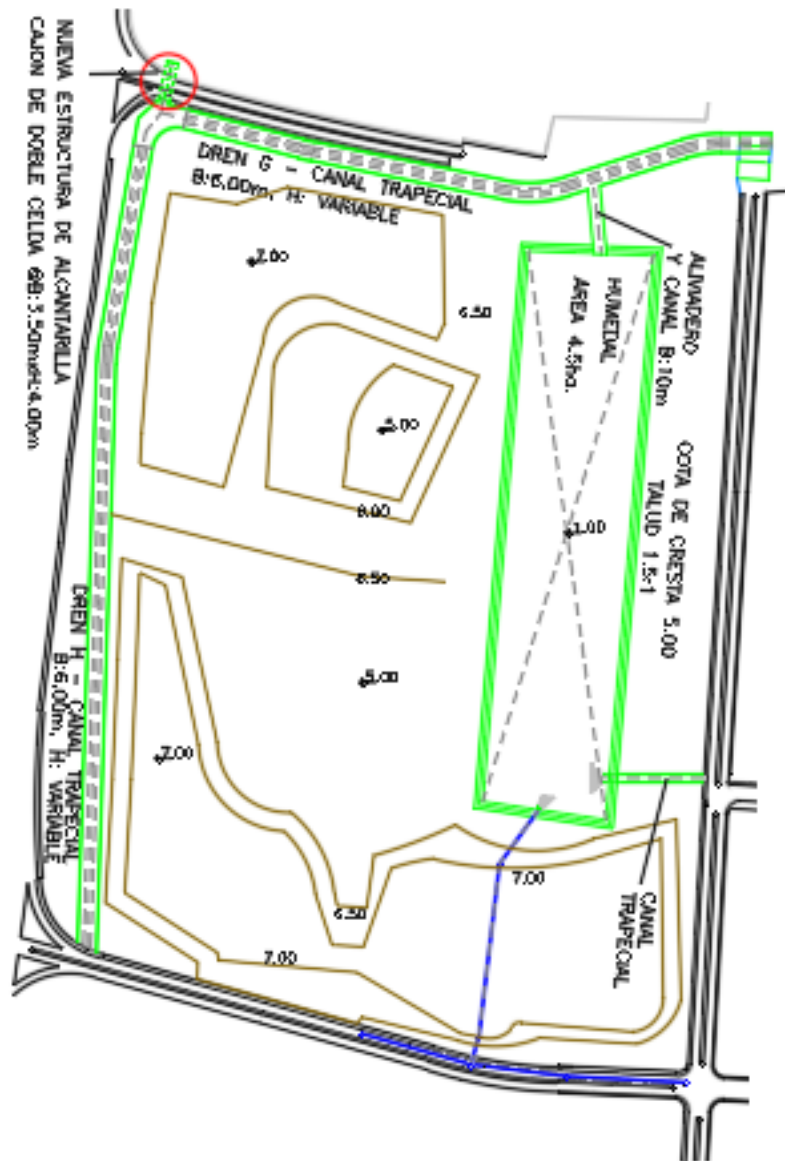


Figura 5.1. Distribución de las estructuras que conforman el sistema.

Fuente: Propia.

A continuación, se presenta una sección típica transversal de los drenes G y H, en la que se pueden apreciar las dimensiones finales de la propuesta y su configuración. Ver figura 5.2.

SECCIÓN TRANSVERSAL DREN G Y DREN H.

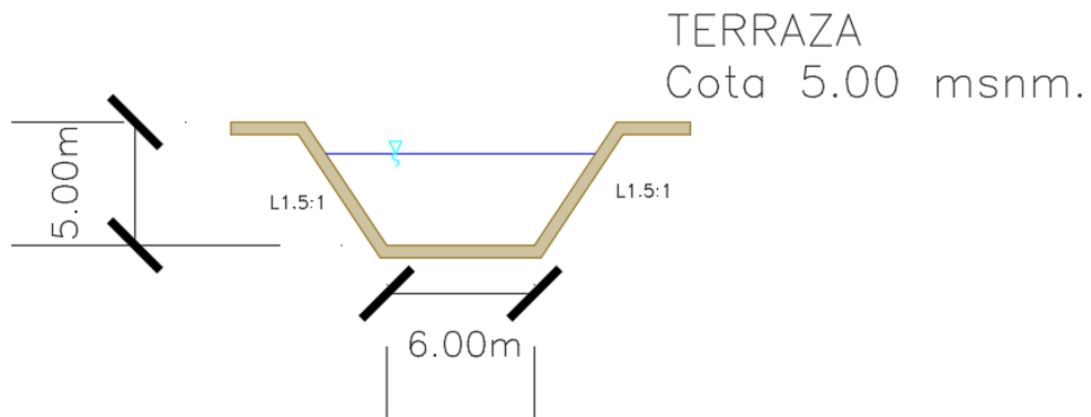


Figura 5.2. Sección transversal de los drenes principales.

Fuente: Propia.

En la figura que se muestra a continuación, se presenta la sección transversal de la estructura de drenaje transversal del sistema ubicada en la confluencia de los drenes G y H. Ver figura 5.3.

SECCIÓN TRANSVERSAL CAJÓN .

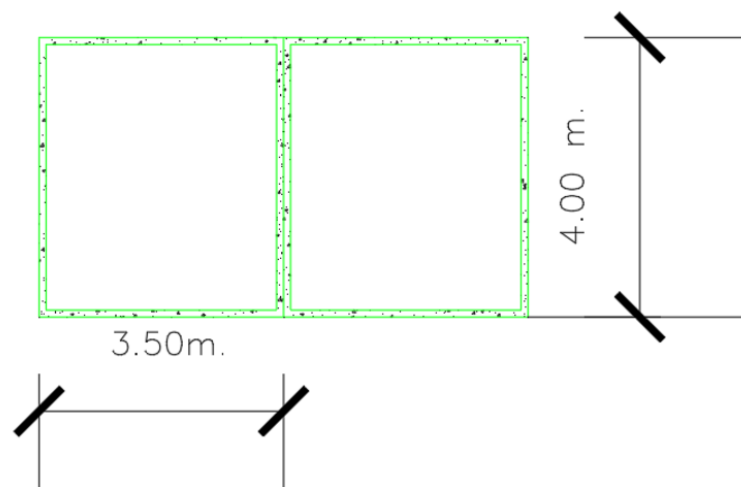


Figura 5.3. Sección transversal del cajón de doble celda.

Fuente: Propia.

Por último, se presentan las secciones transversal y longitudinal del área destinada a la laguna. En la Figuras 5.4 y 5.5 se podrán apreciar las dimensiones y característica principales dela laguna. En la figura 5.5 también se pueden identificar estructuras como el colector de las aguas servidas que descarga en la laguna, así como la conexión entre la laguna y el dren G.

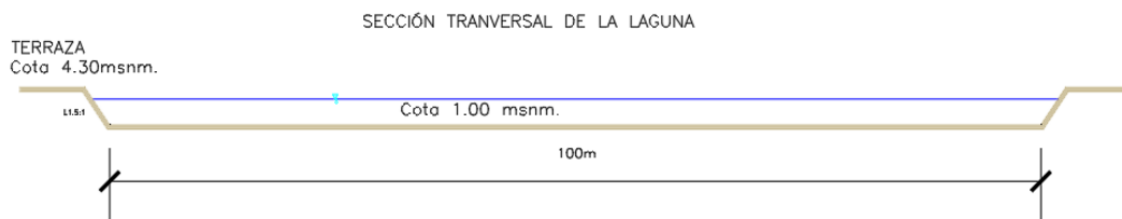


Figura 5.4. Sección transversal de la laguna.

Fuente: Propia.

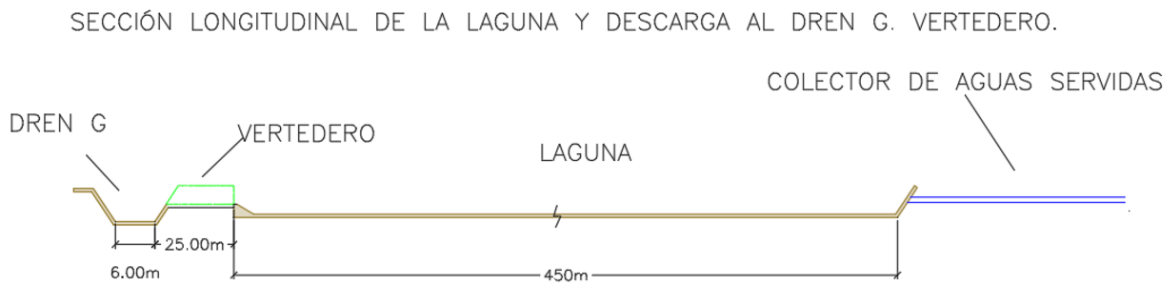


Figura 5.5. Sección longitudinal de la laguna.

Fuente: Propia.

En la figura que se presenta a continuación (Figura 5.6), se pueden apreciar las zonas determinadas como seguras o no, dependiendo del nivel de riesgo por la cercanía a las estructuras que conforman el sistema. En las zonas delimitadas por el color rojo, no se recomienda la implantación de ningún tipo de desarrollo. La zona anaranjada es una zona de bajo riesgo, no se recomienda instalar

desarrollos de tipo habitacional ni comercio, únicamente áreas de esparcimiento. En color verde se delimitó el área que puede ser desarrollada en su totalidad.

En la sección de los anexos se encontrarán, de manera más detallada, los planos, en tamaño doble carta, de las plantas y las secciones que se mostraron en el capítulo 5.

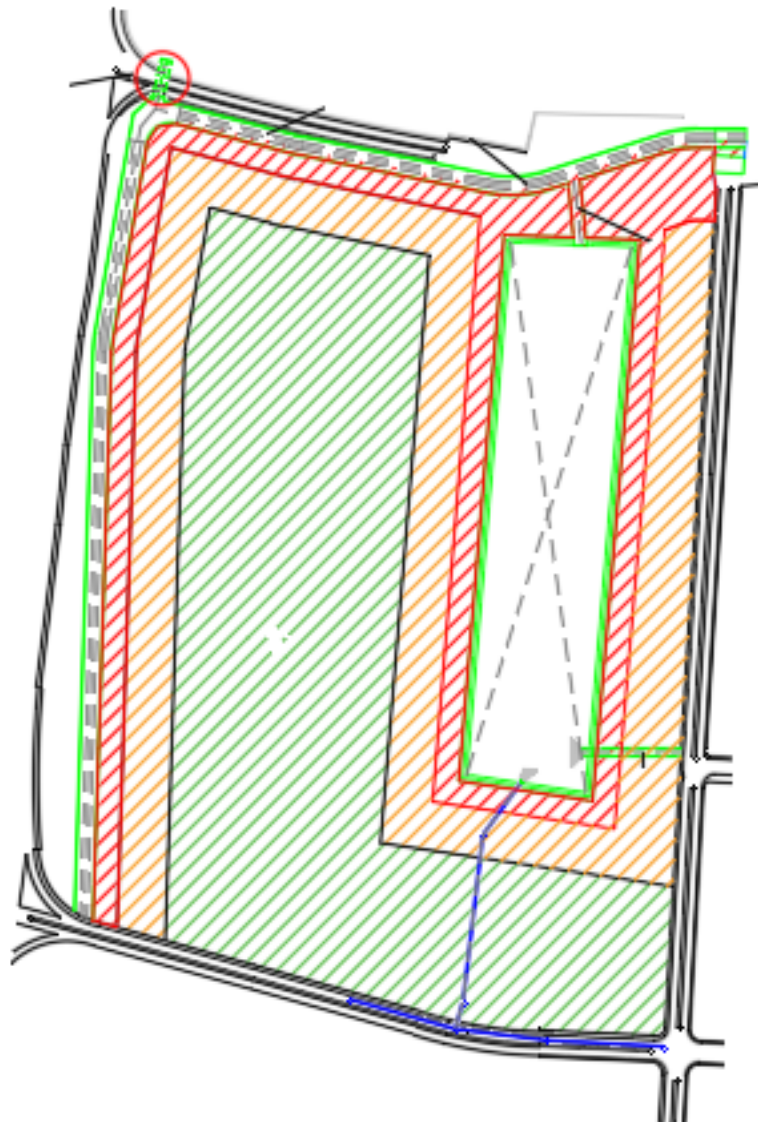


Figura 5.6: Plano de zonas de retiro y zonas seguras para el desarrollo.

Fuente: Propia.

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES

6.1. Conclusiones.

Del análisis de resultados obtenidos de las distintas fases expuestas en el Capítulo 4, se concluye que:

- La laguna es un sistema de drenaje ubicado en el sector Tronconal, que tributa hacia la cuenca baja del río Neverí, próximo a la ciudad de Lechería. El sistema es receptor de un conjunto de drenes primarios que se reconocen como dren “G”, dren “T” y dren “H”, lo cuales transitan los gastos de drenaje del sector.
- El esquema operativo del sistema se conforma por: un dren “G” que bordea las faldas de la zona montañosa del sector en estudio, un dren “T” que atraviesa la Urb. Boyacá y un dren “H” que es paralelo a la Av. Jorge Rodríguez y la Urb. Fundación Mendoza. Todos estos concurren a la Laguna Tronconal (el cual sirve como espacio de compensación volumétrica) y sus gastos salen por una estructura de desahogo ubicada al noroeste del terreno formada por una batería de cuatro tubos de concreto de 1 metro de diámetro que, en su condición actual, son incapaces de transportar los caudales provenientes de los drenes.
- El período de retorno vinculado a la creciente de diseño se definió como 25 años debido a que es el resultado más representativo para realizar el diseño del sistema. Para esto, se tuvo en cuenta la información referente a Bolinaga (1979). Para este período de retorno se obtuvo una precipitación de 20.05 mm, para una lluvia de duración de 5 minutos.

- A partir de los datos hidrológicos obtenidos mediante el programa de simulación hidrológica (HEC-HMS) para la cuenca en estudio, se pudieron determinar las dimensiones de las estructuras hidráulicas necesarias para el control de las crecientes, basados en los caudales máximos de diseño que se indican a continuación:

	Q (m³/s)
Dren G	35.30
Dren H	23.60
Dren T	27.40
Laguna	57.50

- La solución de drenaje transversal existente no es capaz de conducir los gastos transitados por los drenes en su condición actual, con lo cual se deberá modificar la sección transversal de los mismos, ya que ésta controla fundamentalmente toda la hidráulica del sistema de la laguna.
- A fin de garantizar la conducción de los gastos de diseño, sin afectación de importancia, se propone redimensionar las obras de drenaje, el dren “G” y “H”, como canales trapeciales excavados y revestidos con geomembranas, de 6 metros de base, taludes con inclinación de 1.5:1, altura no profundidad no mayor a 5 metros, pendientes entre 0,5% y 1% (dependiendo del tramo), longitudes de 650 metros para el dren H, 470 metros para el dren G y velocidad promedio no menor que 0,5 m/s en todos los canales.
- Se planteó una estructura de compensación volumétrica y se comprobó que ésta se acopla satisfactoriamente a una posible solución sanitaria, teniendo en cuenta las opciones de lagunas de oxidación y humedales artificiales (de flujo subsuperficial y flujo libre superficial).

- Se descarta la opción de lagunas de oxidación debido a sus altos requerimientos de profundidades y tiempos de retención.
- Se descarta la implantación de un humedal de flujo subsuperficial. No puede transportar a través de su medio poroso el caudal medio de aguas servidas ni tampoco tiene la capacidad de realizar el tratamiento necesario para poder realizar la descarga a un cuerpo de agua, según la normativa vigente. La razón principal de no poder cumplirse el tratamiento es la restricción de construcción de 0.60m máximo de espesor establecida por la USEPA (2000).
- Se implantará un humedal de flujo libre superficial, el cual tendrá una capacidad de almacenamiento de 67.500 m³, un área de 4,5 hectáreas (deberá tener 100 metros de ancho y 450 metros de largo), inclinación de 1.5:1, tirante de agua máximo de 1,5 metros y un tiempo de retención de 5 días. Deberá estar impermeabilizado en el fondo, esto con la finalidad de evitar infiltración de las aguas servidas al subsuelo y, adicional a esto, deberá tener una unidad de desbaste para evitar el ingreso de grandes objetos al humedal en el momento de la descarga de aguas servidas.
- La implantación de un humedal de flujo superficial es la opción con mayor posibilidad de respuesta ante las condiciones de diseño, esto debido a que el caudal máximo tratable por el humedal (según los datos de entrada propuestos) es más del doble que el caudal medio afluente al sistema, lo que garantiza idealmente el tratamiento.
- La altura necesaria para el tratamiento del caudal medio de aguas servidas será de 0,45m dejando un margen de 0,55m de altura en las 4,5 ha de humedal para manejar la entrada de la crecida de diseño.

-
- Para los gastos de diseño que transitarán por los drenes, cajón, el humedal y su vertedero se calculó que el nivel máximo de aguas alcanza los 3,62 m.s.n.m.
 - Se definió como 4,30 m.s.n.m. la cota de implantación segura de las plantas bajas de las futuras edificaciones del terreno tomando un borde libre de seguridad de al menos 50 cm.
 - Se plantean zonas seguras de retiro para la fundación de las plantas bajas de las posibles edificaciones que se establezcan alrededor como se muestra en los anexos, en el Plano N°3.
 - La propuesta busca proveer a la zona con los servicios e infraestructura urbana de los cual carece, favoreciendo el comercio vecinal y central (mercado de mayoristas, supermercados, panaderías y afines, instituciones bancarias, etc.) los servicios asistenciales, consultorios médicos y oficinas, deficitarios en el área de estudio.
 - Se propone utilizar el humedal como justificativo para generar un ambiente ecológico con sistemas de saneamiento de las aguas de escorrentía.

CAPÍTULO 7: RECOMENDACIONES

7.1. Recomendaciones.

- A las instituciones nacionales competentes, se les recomienda actualizar o reactivar las mediciones la data hidrológica de las pocas estaciones existentes en la zona de estudio, o en su defecto, agregar nuevas estaciones que permitan un cálculo más exacto de las precipitaciones en la ciudad de Barcelona.
- Adelantar estudios específicos y completos que permitan diseñar el humedal, donde se especifique acerca de la elección de los componentes internos del humedal (impermeabilización, tipos de plantas, estructuras secundarias del humedal, entre otras).
- Luego de realizado el estudio y definidas las propuestas, abrir una línea de investigación en la cual se pueda realizar la comparación entre otros tipos de estructuras hidráulicas que, eventualmente, puedan cumplir también con funciones sanitarias del sistema, de esta manera, poder determinar nuevas posibles soluciones.
- Hacer un estudio de saneamiento integral de la cuenca de aporte, donde se evalúen las redes de colectores de aguas servidas de la ciudad de Barcelona, para evitar la descarga indiscriminada de efluentes que contaminen el medio ambiente.
- Hacer un estudio de los sistemas de drenajes superficiales en las calles debido a la inexistencia de los mismos.
- Diseñar un plan especial urbano para el terreno de la laguna Tronconal, tomando en cuenta la cota de implantación que en este trabajo fue obtenida, en el cual se definan usos del terreno, densidades y corredores urbanos.

BIBLIOGRAFÍA

Bolinaga I., J.J. (1979). *Drenaje urbano*. Caracas. Instituto Nacional de Obras Sanitarias

Bolinaga I., J.J. y colaboradores (1999). *Proyectos de Ingeniería Hidráulica*. Caracas. Fundación Polar

Brunner, G.W. (2016). *HEC-RAS River Analysis System. User's Manual. Version 5.0*. CPD-68. U.S. Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center. Davis, CA

Bustos M., J.C. (2011). *Cálculo de flujo gradualmente variado con HEC – RAS*. Tesis para optar al grado de Maestro en Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México

Chow, V., Maidment, D., Mays, L. (1994) *Hidrología Aplicada*. Santafé de Bogotá. McGraw Hill

Franceschi A., L.E. (1984). *Drenaje Vial*. Caracas. Fondo Editorial del Colegio de Ingenieros de Venezuela

Gaceta Oficial de la República de Venezuela. N° 5.021 Extraordinario. Decreto N°883. (1995). Año CXXIII – Mes III. Caracas.

Gaceta Oficial de la República de Venezuela. N° 5.318. (1999). Año CXXCI – Mes VI. Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables y del Desarrollo Urbano. Caracas.

González, C., Iturralde, J., Picard, X. (1980). *Geología de Venezuela y sus cuencas petrolíferas*. (1^{ra} edición). Caracas. Ediciones Fonvid

Hidrología I. Ciclo Hidrológico. Capítulo 5. Escorrentía. Universidad de A Coruña, España. Consultado el 20 de abril de 2017, en: http://caminos.udc.es/info/asignaturas/grado_itop/415/pdfs/Capitulo%205.pdf

Linsley, R., Kohler, M. & Paulhus, J. (1998). *Hidrología para ingenieros*. (2^{da} edición). Bogotá. McGraw Hill.

Manual de utilización del programa HEC-HMS. Departament d'Enginyeria Hidraulica, Marítima i Ambiental. Universitat Politècnica de Catalunya

Metcalf & Eddy (2003). *Wastewater Engineering. Treatment and reuse*. (4^{ta} Ed). Nueva Delhi. Tata McGraw-Hill Edition

Nanía, L. S. (2007) *Manual Básico de HEC-HMS 3.0.0 y HEC-GeoHMS 1.1*. Dpto. de Mec. De Estructuras e Ingeniería Hidráulica. Área de Ingeniería Hidráulica. Universidad de Granada

Reed, S.C., Crites, R.W. & Middlebrooks, E.J. (1995). *Natural Systems for Waste Management and Treatment*. (2^{da} Ed). Nueva York. McGraw-Hill

Sánchez S.R, F.J. *HEC-HMS. Manual elemental*. Departamento de Geología. Universidad de Salamanca.

Sánchez S.R, F.J. *HEC-HMS. Manual elemental*. Departamento de Geología. Universidad de Salamanca.

Scharffenberg, W. (2016). *Hydrologic Modeling System HEC-HMS. User's Manual. Version 4.2*. CPD-74A. U.S. Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center. Davis, CA

Tema 6. Escurrimiento Superficial (2006). Universidad Nacional de Entre Ríos, Argentina. Tecnología de Tierras y Aguas - Escurrimiento Superficial. Consultado el 18 de abril de 2017, de: <http://www.fca.uner.edu.ar/files/academica/deptos/catedras/riego/Archivos/Cap%2006%20-%20Escurrimiento%20Superficial.pdf>

U.S. Enviromental Protection Agency (1999). *Free Water Surface Wetlands for Wastewater Treatment, A Technology Assesment*. Office of Water (4204). EPA 832-S-99-002

U.S. Enviromental Protection Agency (1993). *Guidance for Design and Construction of a Subsurface Flow Constructed Flow*. Water Management Division, Municipal Facilities Branch, Technical Section

U.S. Enviromental Protection Agency (2000). *Constructed Wetlands Treatment for Municipal Wastewaters*. Office of Research and Development. EPA/625/R-99/010. Cincinatti, Ohio

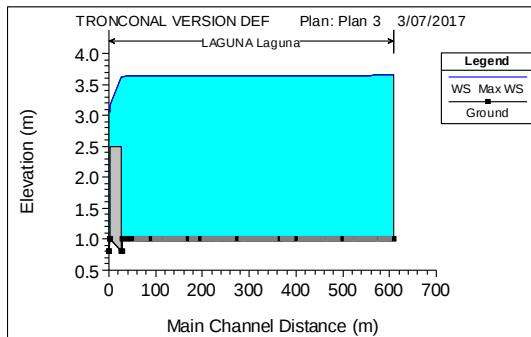
Wang, L., Tay, J., Lee Tay, S., & Hung, Y. (2010). *Volume 11: Handbook of Environmental Engineering. Environmental Bioengineering*. (1^{ra} Ed). Nueva York. Humana Press

D. TABLA RESUMEN DE RESULTADOS (HEC-RAS 5.0.1)

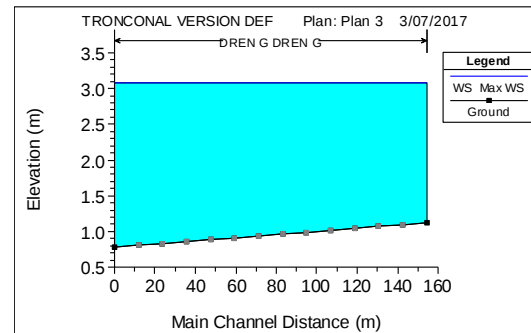
River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
LAGUNA	Laguna	12	Max WS	17.6	1	3.65		3.65	0.000019	0.06	275.23	107.94	0.01
LAGUNA	Laguna	11.909*	Max WS	17.59	1	3.65		3.65	0.000019	0.06	275.2	107.94	0.01
LAGUNA	Laguna	11.818*	Max WS	17.1	1	3.65		3.65	0.000018	0.06	275.2	107.94	0.01
LAGUNA	Laguna	11.727*	Max WS	17.1	1	3.65		3.65	0.000018	0.06	275.16	107.94	0.01
LAGUNA	Laguna	11.636*	Max WS	17.1	1	3.65		3.65	0.000018	0.06	275.16	107.94	0.01
LAGUNA	Laguna	11.545*	Max WS	17.1	1	3.65		3.65	0.000018	0.06	275.13	107.94	0.01
LAGUNA	Laguna	11.455*	Max WS	17.1	1	3.65		3.65	0.000018	0.06	275.13	107.94	0.01
LAGUNA	Laguna	11.364*	Max WS	17.1	1	3.65		3.65	0.000018	0.06	275.1	107.94	0.01
LAGUNA	Laguna	11.273*	Max WS	17.1	1	3.65		3.65	0.000018	0.06	275.1	107.94	0.01
LAGUNA	Laguna	11.182*	Max WS	17.1	1	3.65		3.65	0.000018	0.06	275.07	107.94	0.01
LAGUNA	Laguna	11.091*	Max WS	17.1	1	3.65		3.65	0.000018	0.06	275.07	107.94	0.01
LAGUNA	Laguna	11	Max WS	17.1	1	3.65		3.65	0.000018	0.06	275.03	107.94	0.01
LAGUNA	Laguna	10.900*	Max WS	17.1	1	3.65		3.65	0.000018	0.06	275.03	107.94	0.01
LAGUNA	Laguna	10.800*	Max WS	17.1	1	3.65		3.65	0.000018	0.06	275	107.94	0.01
LAGUNA	Laguna	10.700*	Max WS	17.1	1	3.65		3.65	0.000018	0.06	275	107.94	0.01
LAGUNA	Laguna	10.600*	Max WS	17.1	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.97	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	10.500*	Max WS	17.1	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.97	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	10.400*	Max WS	17.1	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.93	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	10.300*	Max WS	17.1	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.93	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	10.200*	Max WS	17.09	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.9	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	10.100*	Max WS	17.09	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.9	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	10	Max WS	17.09	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.87	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	9.7500*	Max WS	17.09	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.87	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	9.5000*	Max WS	17.09	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.84	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	9.2500*	Max WS	17.09	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.84	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	9	Max WS	17.08	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.84	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	8.8889*	Max WS	17.08	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.8	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	8.7778*	Max WS	17.08	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.8	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	8.6667*	Max WS	17.08	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.77	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	8.5556*	Max WS	17.07	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.74	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	8.4444*	Max WS	17.07	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.74	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	8.3333*	Max WS	17.07	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.7	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	8.2222*	Max WS	17.07	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.7	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	8.1111*	Max WS	17.06	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.67	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	8	Max WS	17.06	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.67	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	7.8750*	Max WS	17.06	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.64	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	7.7500*	Max WS	17.05	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.64	107.93	0.01
LAGUNA	Laguna	7.6250*	Max WS	17.05	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.61	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	7.5000*	Max WS	17.05	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.61	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	7.3750*	Max WS	17.04	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.57	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	7.2500*	Max WS	17.04	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.57	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	7.1250*	Max WS	17.04	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.54	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	7	Max WS	17.03	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.51	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	6.6667*	Max WS	17.03	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.51	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	6.3333*	Max WS	17.03	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.51	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	6	Max WS	17.02	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.47	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	5.8750*	Max WS	17.02	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.44	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	5.7500*	Max WS	17.02	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.44	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	5.6250*	Max WS	17.01	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.41	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	5.5000*	Max WS	17.01	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.41	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	5.3750*	Max WS	17	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.37	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	5.2500*	Max WS	17	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.37	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	5.1250*	Max WS	17	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.34	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	5	Max WS	16.99	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.34	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	4.8750*	Max WS	16.99	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.31	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	4.7500*	Max WS	16.98	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.28	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	4.6250*	Max WS	16.98	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.28	107.92	0.01
LAGUNA	Laguna	4.5	Max WS	16.98	1	3.64		3.64	0.000018	0.06	274.24	107.91	0.01
LAGUNA	Laguna	4.3	Max WS	16.97	1	3.64		3.64	0.000027	0.08	221.46	87.91	0.02
LAGUNA	Laguna	4	Max WS	16.97	1	3.63		3.64	0.001449	0.46	36.59	17.88	0.1
LAGUNA	Laguna	3.9	Max WS	16.97	0.82	3.62	1.48	3.64	0.000114	0.61	28.01	10	0.12
LAGUNA	Laguna	3.8	Inl Struct										
LAGUNA	Laguna	3.1	Max WS	15.74	1	3.06		3.09	0.000238	0.76	20.61	10	0.17
LAGUNA	Laguna	3	Max WS	15.74	0.82	3.08		3.09	0.000092	0.52	30.27	16.78	0.12
LAGUNA	Laguna	2	Max WS	15.74	0.82	3.08		3.09	0.000093	0.52	30.26	16.78	0.12

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
DREN H	DREN H	2	Max WS	24.1	2.03	3.5		3.7	0.002461	1.99	12.08	10.42	0.59
DREN H	DREN H	1.9500*	Max WS	23.7	1.94	3.43		3.62	0.002299	1.94	12.23	10.46	0.57
DREN H	DREN H	1.9000*	Max WS	23.5	1.85	3.36		3.54	0.002136	1.88	12.48	10.53	0.55
DREN H	DREN H	1.8500*	Max WS	23.23	1.76	3.3		3.47	0.001947	1.82	12.79	10.62	0.53
DREN H	DREN H	1.8000*	Max WS	22.65	1.67	3.25		3.4	0.001684	1.71	13.22	10.74	0.49
DREN H	DREN H	1.7500*	Max WS	21.12	1.59	3.22		3.34	0.001308	1.53	13.76	10.89	0.44
DREN H	DREN H	1.7000*	Max WS	20.68	1.5	3.19		3.29	0.001098	1.43	14.43	11.07	0.4
DREN H	DREN H	1.6500*	Max WS	19.81	1.41	3.17		3.25	0.000876	1.31	15.17	11.27	0.36
DREN H	DREN H	1.6000*	Max WS	19.38	1.32	3.15		3.22	0.000722	1.21	15.99	11.49	0.33
DREN H	DREN H	1.5500*	Max WS	19.38	1.23	3.14		3.2	0.000622	1.15	16.86	11.71	0.31
DREN H	DREN H	1.5000*	Max WS	18.96	1.14	3.13		3.18	0.000513	1.07	17.79	11.95	0.28
DREN H	DREN H	1.4500*	Max WS	18.95	1.05	3.12		3.17	0.000443	1.01	18.75	12.19	0.26
DREN H	DREN H	1.4000*	Max WS	18.55	0.97	3.11		3.16	0.000366	0.94	19.77	12.43	0.24
DREN H	DREN H	1.3500*	Max WS	18.55	0.88	3.1		3.15	0.000318	0.89	20.8	12.68	0.22
DREN H	DREN H	1.3000*	Max WS	18.55	0.79	3.1		3.14	0.000277	0.85	21.87	12.93	0.21
DREN H	DREN H	1.2500*	Max WS	18.16	0.7	3.1		3.13	0.000231	0.79	22.97	13.18	0.19
DREN H	DREN H	1.2000*	Max WS	18.16	0.61	3.09		3.12	0.000202	0.75	24.12	13.44	0.18
DREN H	DREN H	1.1500*	Max WS	18.15	0.52	3.09		3.12	0.000178	0.72	25.28	13.7	0.17
DREN H	DREN H	1.1000*	Max WS	18.15	0.43	3.09		3.11	0.000157	0.69	26.47	13.96	0.16
DREN H	DREN H	1.0500*	Max WS	18.15	0.35	3.09		3.11	0.000138	0.66	27.7	14.22	0.15
DREN H	DREN H	1	Max WS	17.76	0.26	3.08		3.1	0.000117	0.61	28.94	14.48	0.14
DREN G	DREN G	5	Max WS	17.8	1.12	3.08		3.13	0.000119	1.02	17.49	11.87	0.27
DREN G	DREN G	4.9750*	Max WS	17.79	1.09	3.08		3.13	0.000113	1	17.8	11.95	0.26
DREN G	DREN G	4.9500*	Max WS	17.79	1.07	3.08		3.13	0.000107	0.98	18.11	12.03	0.26
DREN G	DREN G	4.9250*	Max WS	17.78	1.04	3.08		3.12	0.000102	0.97	18.42	12.1	0.25
DREN G	DREN G	4.9000*	Max WS	17.78	1.01	3.08		3.12	0.000097	0.95	18.75	12.19	0.24
DREN G	DREN G	4.8750*	Max WS	17.78	0.99	3.08		3.12	0.000093	0.93	19.07	12.26	0.24
DREN G	DREN G	4.8500*	Max WS	17.77	0.96	3.08		3.12	0.000089	0.92	19.39	12.34	0.23
DREN G	DREN G	4.8250*	Max WS	17.77	0.94	3.08		3.12	0.000085	0.9	19.71	12.42	0.23
DREN G	DREN G	4.8000*	Max WS	17.76	0.91	3.08		3.12	0.000081	0.89	20.03	12.5	0.22
DREN G	DREN G	4.7750*	Max WS	18.21	0.89	3.08		3.12	0.000081	0.89	20.35	12.57	0.22
DREN G	DREN G	4.7500*	Max WS	18.21	0.86	3.08		3.12	0.000078	0.88	20.69	12.66	0.22
DREN G	DREN G	4.7250*	Max WS	18.21	0.83	3.08		3.11	0.000074	0.87	21.02	12.73	0.22
DREN G	DREN G	4.7000*	Max WS	18.21	0.81	3.08		3.11	0.000071	0.85	21.35	12.81	0.21
DREN G	DREN G	4.675	Max WS	18.21	0.78	3.08		3.11	0.000068	0.84	21.68	12.89	0.21
DREN G	DREN Intermedio	4.65	Max WS	33.95	0.75	3.08		3.2	0.000228	1.54	22.02	12.97	0.38
DREN G	DREN Intermedio	4.6250*	Max WS	33.95	0.73	3.08		3.19	0.000218	1.52	22.36	13.05	0.37
DREN G	DREN Intermedio	4.6000*	Max WS	33.95	0.7	3.08		3.19	0.000209	1.5	22.71	13.13	0.36
DREN G	DREN Intermedio	4.5750*	Max WS	33.95	0.68	3.08		3.19	0.0002	1.47	23.06	13.2	0.36
DREN G	DREN Intermedio	4.5500*	Max WS	33.95	0.65	3.08		3.19	0.000192	1.45	23.41	13.28	0.35
DREN G	DREN Intermedio	4.5250*	Max WS	33.95	0.62	3.08		3.18	0.000184	1.43	23.78	13.37	0.34
DREN G	DREN Intermedio	4.5000*	Max WS	33.95	0.6	3.08		3.18	0.000177	1.41	24.14	13.45	0.34
DREN G	DREN Intermedio	4.4750*	Max WS	33.95	0.57	3.08		3.18	0.000169	1.39	24.5	13.53	0.33
DREN G	DREN Intermedio	4.4500*	Max WS	33.95	0.54	3.08		3.18	0.000163	1.37	24.85	13.61	0.32
DREN G	DREN Intermedio	4.4250*	Max WS	33.95	0.52	3.08		3.17	0.000157	1.35	25.22	13.69	0.32
DREN G	DREN Intermedio	4.4000*	Max WS	33.95	0.49	3.08		3.17	0.00015	1.33	25.58	13.76	0.31
DREN G	DREN Intermedio	4.3750*	Max WS	33.95	0.47	3.08		3.17	0.000145	1.31	25.94	13.84	0.31
DREN G	DREN Intermedio	4.3500*	Max WS	33.95	0.44	3.08		3.17	0.000139	1.29	26.31	13.92	0.3
DREN G	DREN Intermedio	4.3250*	Max WS	33.95	0.42	3.08		3.17	0.000134	1.27	26.68	14	0.29
DREN G	DREN Intermedio	4.3000*	Max WS	33.95	0.39	3.08		3.16	0.000129	1.25	27.07	14.09	0.29
DREN G	DREN Intermedio	4.2750*	Max WS	33.95	0.36	3.08		3.16	0.000124	1.24	27.44	14.16	0.28
DREN G	DREN Intermedio	4.2500*	Max WS	33.95	0.34	3.08		3.16	0.00012	1.22	27.81	14.24	0.28
DREN G	DREN Intermedio	4.2250*	Max WS	33.95	0.31	3.08		3.16	0.000115	1.2	28.19	14.32	0.27
DREN G	DREN Intermedio	4.2	Max WS	33.95	0.28	3.08		3.16	0.000111	1.19	28.56	14.4	0.27
DREN G	DREN Abajo	4.175	Max WS	51.71	0.26	3.08		3.25	0.000249	1.79	28.94	14.48	0.4
DREN G	DREN Abajo	4.1556*	Max WS	51.71	0.24	3.09		3.24	0.000242	1.77	29.24	14.54	0.4
DREN G	DREN Abajo	4.1361*	Max WS	51.71	0.22	3.09		3.24	0.000235	1.75	29.56	14.61	0.39
DREN G	DREN Abajo	4.1167*	Max WS	51.71	0.2	3.09		3.24	0.000228	1.73	29.87	14.67	0.39
DREN G	DREN Abajo	4.0972*	Max WS	51.71	0.18	3.09		3.24	0.000222	1.71	30.18	14.73	0.38
DREN G	DREN Abajo	4.0778*	Max WS	51.71	0.16	3.09		3.24	0.000215	1.7	30.5	14.8	0.38
DREN G	DREN Abajo	4.0583*	Max WS	51.71	0.14	3.09		3.23	0.00021	1.68	30.81	14.86	0.37
DREN G	DREN Abajo	4.0389*	Max WS	51.71	0.12	3.09		3.23	0.000204	1.66	31.12	14.92	0.37
DREN G	DREN Abajo	4.0194*	Max WS	51.71	0.1	3.09		3.23	0.000198	1.64	31.44	14.99	0.36
DREN G	DREN Abajo	4	Max WS	51.71	0.07	3.09		3.23	0.000193	1.63	31.76	15.05	0.36
DREN G	DREN Abajo	3	Max WS	51.71	0.07	3.12		3.23	0.000133	1.42	36.47	15.93	0.3
DREN G	DREN Abajo	2.9	Culvert										
DREN G	DREN Abajo	2	Max WS	51.71	0	1.45	1.48	2.11	0.001878	3.6	14.35	11.77	1.04
DREN G	DREN Abajo	1	Max WS	51.71	0	1.45	1.69	2.42	0.003001	4.37	11.84	10.35	1.3

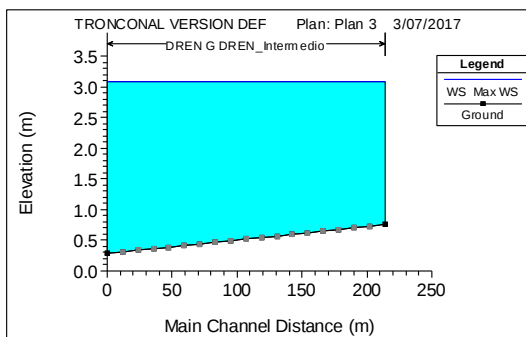
E. PERFILES DE FLUJO DEL SISTEMA.



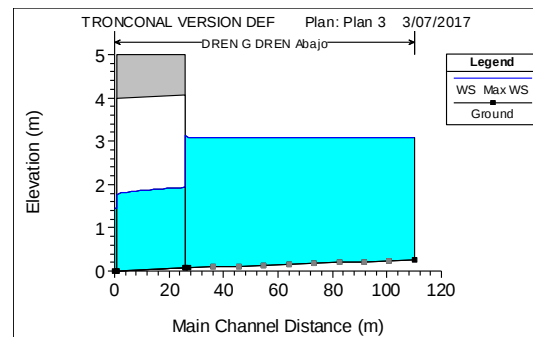
Perfil de flujo de la laguna y Vertedero.



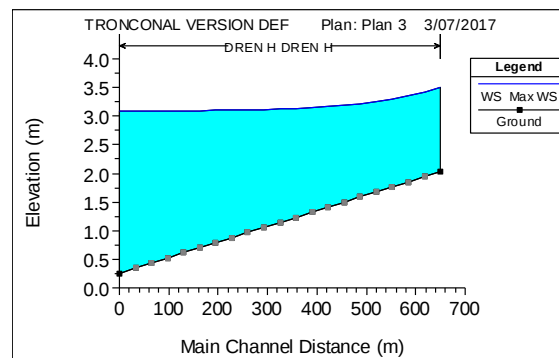
Perfil de flujo del dren G (aguas arriba).



Perfil de flujo del dren G (tramo intermedio).



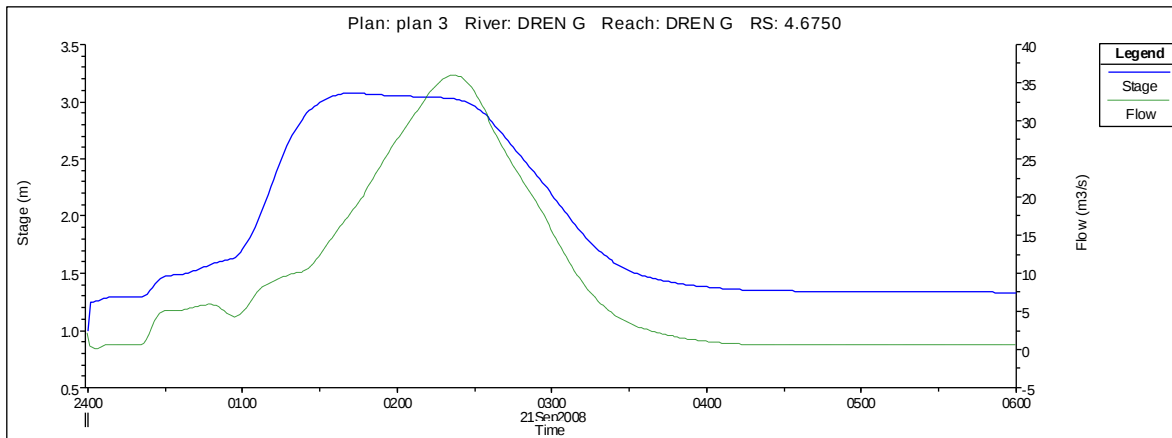
Perfil de flujo del dren G (Aguas abajo)
y Alcantarilla.



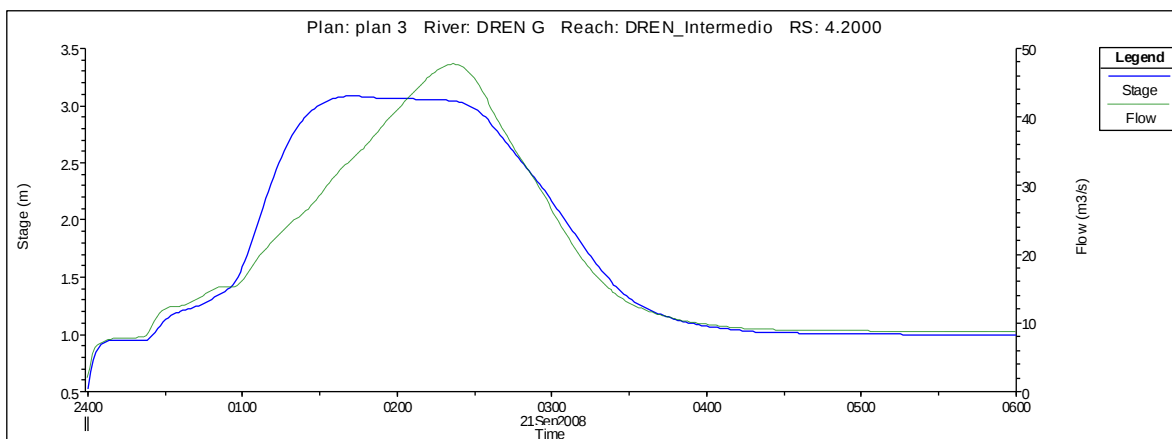
Perfil de flujo del dren H.

Fuente: HEC RAS.

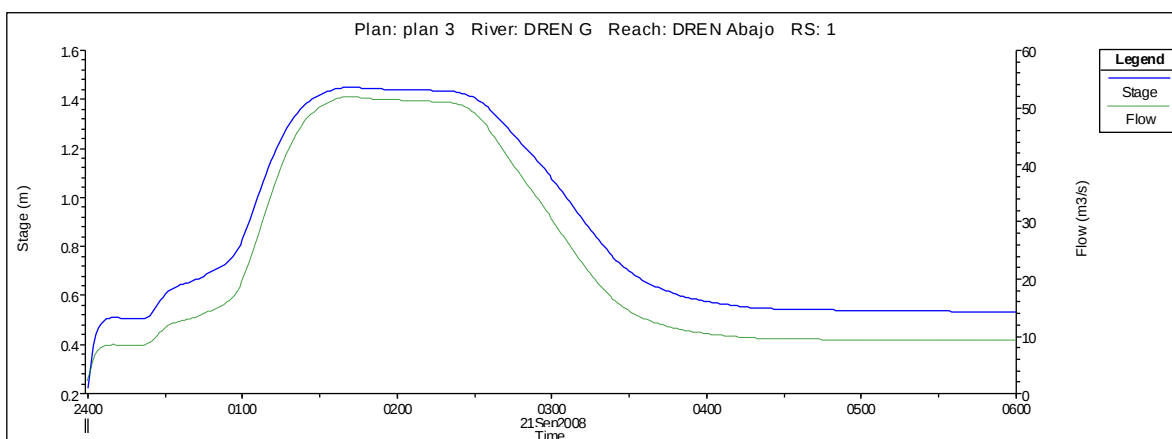
F. HIDROGRAMAS DE SALIDA TR: 25 años. (HEC-RAS 5.0.1)



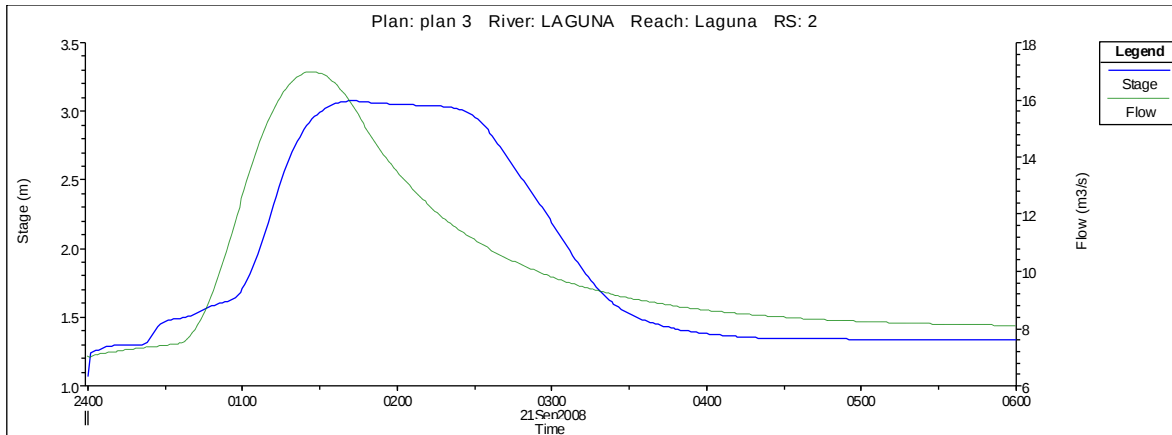
Hidrograma de salida. Dren G (aguas arriba).



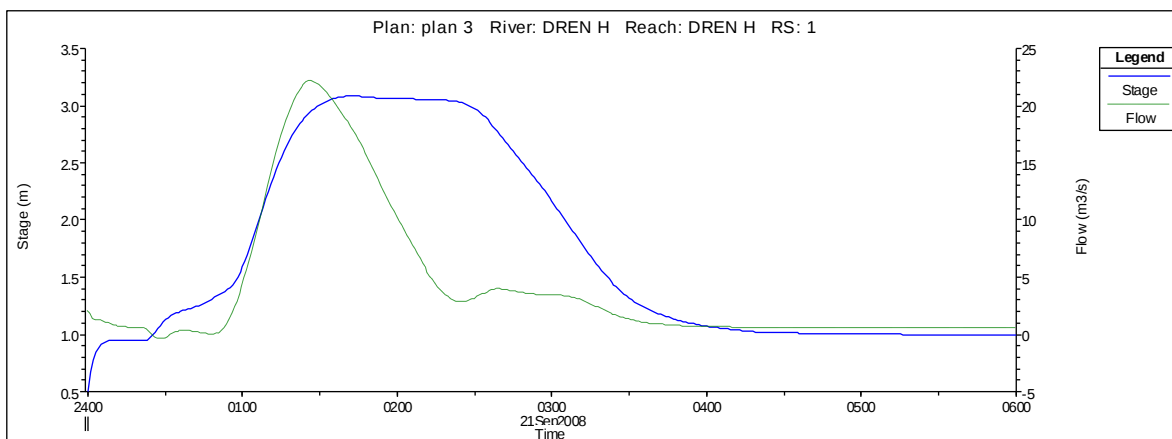
Hidrograma de salida. Dren G (aguas arriba).



Hidrograma de salida. Dren G (aguas abajo).



Hidrograma de salida. Laguna.



Hidrograma de salida. Dren H.