

GB656.2
H9B3

**DETERMINACIÓN DE LAS ZONAS EN RIESGO, AGUAS ABAJO DEL
EMBALSE TURIMIQUIRE EN CASO DE ROTURA DE LA PRESA
PRINCIPAL**

Por
Ángela Barrios Ramírez



Trabajo para optar al grado de Magíster Scientiae en Desarrollo de los Recursos de
Aguas y Tierras, Mención Planificación de los Recursos Hidráulicos

www.bdigital.uisa.ve

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
VICE- RECTORADO ACADEMICO
CENTRO INTERAMERICANO DE DESARROLLO E INVESTIGACIÓN
AMBIENTAL Y TERRITORIAL
Mérida, Venezuela, 2014.

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY - NC - SA 3.0 VE)

www.bdigital.ula.ve

Dedicatoria

A mis hijos María y Juan, y a mi esposo Antonio,
quienes con amor cedieron su tiempo para el logro
de esta investigación. El mérito es de ustedes, los amo

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY - NC - SA 3.0 VE)

AGRADECIMIENTOS

Al Creador de todo y de todos, por su inagotable amor y misericordia.

A la profesora Ángela Henao, quien con su apoyo y dedicación orientó el recorrido de toda la investigación.

Al profesor Roberto Duque, por sus consejos y experiencias que enriquecieron, en gran parte a la investigación.

Al profesor Hervé Jégat, quien me brindó desinteresadamente su valioso aporte con sus recomendaciones y referencias.

Al todo el personal que labora en la institución del CIDIAT, quienes con su excelente emotividad me brindaron el apoyo para la culminación en esta meta.

A mis compañeros de clase del postgrado, en especial a Adita, Laura, Dennys, Ricardo, Pegui y María Teresa, con quienes compartí momentos únicos e irrepetibles.

A mi familia, quienes siempre tuvieron una palabra de aliento y un gesto de amor para continuar y poder finalizar este trabajo.

A todos mis amigos, gracias por su apoyo.

www.bdigital.ula.ve

INDICE

DEDICATORIA.....	I
AGRADECIMIENTOS	II
LISTA DE TABLAS	V
LISTA DE FIGURAS	VII
RESUMEN.....	X
INTRODUCCIÓN.....	XI
CAPITULO 1	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2 OBJETIVOS.....	1
1.2.1 <i>Objetivo General</i>	1
1.2.2 <i>Objetivos específicos</i>	1
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	1
1.4 ALCANCE Y LIMITACIONES.....	2
1.4.1 <i>Alcance</i>	2
1.4.2 <i>Limitaciones</i>	2
CAPITULO 2.....	3
REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 EL MODELAJE HIDROLÓGICO Y LA ROTURA DE PRESA.....	3
2.2 ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS HIDROLÓGICOS A PARTIR DE MODELOS DE SIMULACIÓN.....	5
2.2.1 <i>Precipitación</i>	5
2.2.2 <i>Escurrimiento</i>	7
2.3 REVISIÓN DE MODELOS HIDROLÓGICOS.....	9
2.3.1 <i>Modelos Físicos:</i>	9
2.3.2 <i>Modelos Matemáticos:</i>	9
CAPITULO 3.....	13
MARCO REFERENCIAL	13
3.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	13
3.2 CARACTERIZACIÓN FÍSICO-NATURAL DE LA CUENCA	15
3.3 EMBALSE TURIMIQUIRE.....	16
3.3.1 <i>Características Generales</i>	16
3.3.2 <i>Características de la Torre Toma</i>	16
3.3.3 <i>Demandas de agua</i>	18
3.3.4 <i>Disponibilidad</i>	20
CAPITULO 4.....	21
METODOLOGIA	21
4.1 PREPARACIÓN DE LOS DATOS PARA LA SIMULACIÓN HIDROLÓGICA.....	21
4.2.1 <i>Análisis de la información Hidroclimática</i>	21
4.2 MODELACIÓN HIDROLÓGICA CON HEC-HMS v.3.5.....	21
4.2.1 <i>Descripción física de la cuenca del Río Neverí</i>	21
4.2.2 <i>Descripción Meteorológica</i>	22
4.2.3 <i>Especificaciones de control para el modelo</i>	22
4.2.4 <i>Simulación Hidrológica con el modelo HEC-HMS v3.5</i>	22
4.2.5 <i>Validación del modelo</i>	22
4.3 MODELACIÓN HIDRÁULICA CON HEC-RAS v.4.1	22

4.3.1 Preparación de los datos para la Simulación Hidráulica.....	23
4.3.2 Cálculo de parámetros de rotura de la presa.....	23
4.3.3 Modelación con el HEC-RAS v4.1.....	23
4.3.4 Elaboración del mapa de Inundación en caso de la Rotura de la presa principal del embalse Turimiquire.....	24
4.4 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	24
4.5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	24
CAPITULO 5.....	25
PREPARACIÓN DE LOS DATOS.....	25
PARA LA SIMULACIÓN HIDROLÓGICA.....	25
5.1 ANÁLISIS DE INFORMACIÓN HIDROCLIMÁTICA.....	25
5.1.1 Precipitación.....	25
CAPITULO 6.....	30
MODELACIÓN HIDROLÓGICA.....	30
6.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO HEC-HMS v.3.5.....	30
6.2 INTRODUCCIÓN DE LOS DATOS AL MODELO.....	30
6.3 CREACIÓN DEL MODELO METEOROLÓGICO DEL HEC-HMS v.3.5.....	34
6.4 CARACTERIZACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES DE CONTROL.....	35
6.5 ANÁLISIS DEL MODELO HEC-HMS v.3.5.....	35
6.6 VALIDACIÓN DEL MODELO.....	39
CAPITULO 7.....	47
MODELACIÓN HIDRÁULICA.....	47
7.2 PREPARACIÓN DE LOS DATOS PARA LA SIMULACIÓN HIDRÁULICA.....	47
7.1.1 Uso de la Herramienta HEC-GeoHMS v.4.2.....	47
7.1.2 Utilización del HEC-GeoRAS v.4.2.....	49
7.2 CÁLCULO DE PARÁMETROS DE ROTURA DE PRESA.....	55
7.3 MODELACIÓN CON EL HEC-RAS v.4.1.....	57
7.3.1 Introducción de los datos geométricos al modelo.....	57
7.3.2 Introducción de los Datos Hidráulicos.....	63
7.3.3 Resultados de la Corrida del HEC-RAS v. 4.1.....	64
7.4 ELABORACIÓN DEL MAPA DE INUNDACIÓN EN CASO DE LA ROTURA DE LA PRESA PRINCIPAL DEL EMBALSE TURIMIQUIRE.....	68
CAPÍTULO 8.....	79
ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	79
8.1 ANÁLISIS DE LA SIMUACIÓN HIDROLÓGICA CON HEC-HMS v.3.5.....	79
8.2 ANÁLISIS DE LA SIMULACIÓN HIDRÁULICA CON HEC-RAS v. 4.1.....	79
CAPÍTULO 9.....	81
CONCUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	81
9.1 CONCLUSIONES.....	81
9.2 RECOMENDACIONES.....	82
CAPÍTULO 10.....	83
REFERENCIAS.....	83

LISTA DE TABLAS

2.1. CONDICIONES DE HUMEDAD ANTECEDENTE	6
2.2. MODELOS HIDROLÓGICOS.....	11
2.3. COMPARACIÓN DE MODELOS DE SIMULACIÓN HIDROLÓGICA	12
5.1. ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS CON REGISTRO DE LA TORMENTA DEL 6 DE MAYO DE 1981. ..	25
5.2. AJUSTE DE PROFUNDIDADES EN MILIMETROS, A UNA DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL EN LA ESTACIÓN LA CORCOVADA.....	28
5.3. HIETOGRAMA DE DISEÑO, EN MILÍMETROS.	29
6.1. INFORMACIÓN DIGITAL DISPONIBLE	30
6.2. DATOS DE LAS SUB CUENCAS DEL RÍO NEVERÍ.....	32
6.3. DATOS DEL CAUCE POR SUB CUENCAS.	32
6.4. COMPARACIÓN FOTOGRÁFICA DEL RIO NEVERÍ CON RÍOS ESTUDIADOS POR UGSS, CON COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (N) CONOCIDO.....	33
6.5. RESUMEN DE RESULTADOS PARA TR = 5 AÑOS	35
6.6. RESUMEN DE RESULTADOS PARA TR = 10 AÑOS	36
6.7. RESUMEN DE RESULTADOS PARA TR = 20 AÑOS	36
6.8. RESUMEN DE RESULTADOS PARA TR = 50 AÑOS	37
6.9. RESUMEN DE RESULTADOS PARA TR = 100 AÑOS	37
6.10. RESUMEN DE RESULTADOS PARA TR = 500 AÑOS.....	38
6.11. RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN DEL RÍO NEVERÍ.....	38
6.12. DATOS PARA LA CONVERSIÓN DEL HIDROGRAMA ADIMENSIONAL DE LA CUENCA DEL RIO NEVERÍ DE UN EVENTO MEDIDO EN 1970, A UN HIDROGRAMA A UN HIDROGRAMA CONTENTIVO DE QP GENERADO POR EL EVENTO DEL 6 DE MAYO DE 1981	41
6.13. RELACIÓN ENTRE EL CAUDAL DE SALIDA MEDIDO Y SIMULADO EN LA ESTACIÓN LA CORCOVADA, PARA LOS DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO	45
6.14. RESUMEN DE RESULTADOS PARA TR = 30.6 AÑOS	46
7.1. CAPAS CREADAS EN ARCGIS V.9.3 CON HEC-GEOHMS V.4.2.....	49
7.2. CAPAS ATRIBUTOS DE LA CAPA LANDUSENEV CON HEC-GEOHMS V.4.2	53
7.3. CAPAS CREADAS EN ARCGIS V.9.3 CON HEC-GEORAS V.4.2	53
7.4. VALORES CB, CALCULADO POR VONTHUN Y GILLETTE SEGÚN LA CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO DEL EMBALSE	55
7.5. ECUACIONES DE PREDICCIÓN PARA LA FORMULACIÓN DE LA BRECHA.	56
7.6. CURVA ELEVACIÓN-ÁREA-CAPACIDAD.	60
7.7. CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA PRINCIPAL DEL EMBALSE TURIMIQUIRE: LAS CANALITAS	60
7.8. VALORES DE PARÁMETROS DE ROTURA DE LA PRESA PRINCIPAL DEL EMBALSE TURIMIQUIRE.	62

7.9. VALORES DE CAUDALES Y VOLUMENES PARA LAS CORRIDAS EN LOS DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO, APLICANDO TRES DE LAS ECUACIONES DE PREDICION DE PARÁMETROS DE ROTURA DEL PRESA PRINCIPAL DEL EMBALSE TURIMIQUIRE.....	66
7.10. VALORES DE CAUDALES Y VOLUMENES QUE GENERARON LA ROTURA DEL PRESA PRINCIPAL DEL EMBALSE TURIMIQUIRE, CON HEC-RAS V.4.1, CON SU RESPECTIVO PERIODO DE RETORNO. ...	68
7.11. RELACIÓN ENTRE LAS SALIDAS DEL HEC-RAS V.4.1 Y LA VISUALIZACIÓN DE LAS ZONAS EN RIESGO POR INUNDACIÓN DEL RÍO NEVERÍ, EN CASO DE ROTURA DE LA PRESA PRINCIPAL DEL EMBALSE TURIMIQUIRE.	78

www.bdigital.ula.ve

LISTA DE FIGURAS

3.1. MAPA DE LA CUENCA DEL RIO NEVERÍ.....	14
3.2. TOMA SELECTIVA INCLINADA PROYECTADA INICIALMENTE PARA EL EMBALSE DEL RIO NEVERÍ.....	16
3.3. ESQUEMA DE PÉRDIDAS DE CARGA DEL SISTEMA TOMA-DESCARGA	17
3.4. MUNICIPIOS CUYO ABASTECIMIENTO PROVIENE DEL EMBALSE TURIMIQUIRE	20
5.1. MAPA DE LA CUENCA DEL RÍO NEVERÍ, DIVIDIDA POR POLÍGONOS DE THIESSEN, CON SUS ESTACIONES PLUVIOGRÁFICAS.....	26
5.2. CURVAS ÁREA-PROFUNDIDAD-DURACIÓN (APD) PARA 5, 6, 8 HORAS DE DURACIÓN DE LA TORMENTA DEL 6 DE MAYO DE 1981.....	27
5.3. VALORES DE KA	28
5.4. CURVAS FRECUENCIA - DURACIÓN- PROFUNDIDAD (FDP).....	29
6.1. CONCEPTUALIZACIÓN DEL MODELO HEC-HMS V.3.5 PARA LA CUENCA DEL RIO NEVERÍ.....	31
6.2. ESQUEMATIZACIÓN FÍSICA DE LA CUENCA DEL RIO NEVERÍ DEL MODELO HEC-HMS V.3.5, CON LOS COMPONENTES HIDROLÓGICOS QUE LA REPRESENTAN: SUB CUENCAS (SC) TRAMOS (T), EMBALSE (SITIO DE PRESA), CONFLUENCIAS (CARATÁL, ESTACIÓN LA CORCOVADA Y BAJO NEVERÍ)	31
6.3. CARACTERIZACIÓN DE LA SUBCUENCA SC1	34
6.4. EXPLORADOR DE CUENCA DEL HEC-HMS V.3.5 PARA LA ASIGNACIÓN DE LA TORMENTA DEL 6 DE MAYO DE 1981 A CADA PERIODO DE RETORNO: T5,T10, T20, T50, T100 Y T500 RESPECTIVAMENTE.....	34
6.5. CONTROL DE ESPECIFICACIONES.....	35
6.6. HIDROGRAMA DEL RIO NEVERÍ EN LA CRECIENTE DE JULIO DE 1970	39
6.7. ESTIMACIÓN DE TIEMPO AL PICO PARA EL CASO DE CUENCAS VENEZOLANAS, ELABORADO POR AVELLÁN Y AYALA	40
6.8. COMPARACIÓN DEL CAUDAL SIMULADO, Y EL OBSERVADO PARA T=5AÑOS EN LA ESTACIÓN DE MEDICIÓN LA CORCOVADA, CON UN CAUDAL DE 145.6 M ³ /S.....	42
6.9. COMPARACIÓN DEL CAUDAL SIMULADO, Y EL OBSERVADO PARA T=10AÑOS EN LA ESTACIÓN DE MEDICIÓN LA CORCOVADA, CON UN CAUDAL DE 306.2 M ³ /S.....	42
6.10. COMPARACIÓN DEL CAUDAL SIMULADO, Y EL OBSERVADO PARA T=20AÑOS EN LA ESTACIÓN DE MEDICIÓN LA CORCOVADA, CON UN CAUDAL DE 584.4 M ³ /S.....	43
6.11. COMPARACIÓN DEL CAUDAL SIMULADO, Y EL OBSERVADO PARA T=50AÑOS EN LA ESTACIÓN DE MEDICIÓN LA CORCOVADA, CON UN CAUDAL DE 1206.6 M ³ /S.....	43
6.12. COMPARACIÓN DEL CAUDAL SIMULADO, Y EL OBSERVADO PARA T=100AÑOS EN LA ESTACIÓN DE MEDICIÓN LA CORCOVADA, CON UN CAUDAL DE 1945.6 M ³ /S.....	44
6.13. COMPARACIÓN DEL CAUDAL SIMULADO, Y EL OBSERVADO PARA T=500AÑOS EN LA ESTACIÓN DE MEDICIÓN LA CORCOVADA, CON UN CAUDAL DE 4879.7 M ³ /S.....	44
6.14. RELACIÓN EQUIVALENTE DEL CAUDAL MEDIDO CON EL PERIODO DE RETORNO CORRESPONDIENTE A 30.6 AÑOS.....	45
6.15. COMPARACIÓN DEL CAUDAL SIMULADO, Y EL OBSERVADO PARA T=30.6 AÑOS EN LA ESTACIÓN DE MEDICIÓN LA CORCOVADA, CON UN CAUDAL DE 831.6 M ³ /S.....	46

7.1. BARRA DE HERRAMIENTAS EN ARCGIS V.9.3 DEL HEC-GEOHMS V.4.2	47
7.2. BARRA DE HERRAMIENTAS DEL HEC-GEOHMS V.4.2.....	48
7.3. BARRA DE HERRAMIENTAS DEL HEC-GEOHMS V.4.2. SELECCIÓN DE LA CAPA VECTORIAL DE DRENAJE.....	48
7.4 . VENTANA GRÁFICA DEL ARCGIS V.9.3. CON LAS CAPAS ELABORADAS CON ARCHYDRO DEL HEC-GEOHMS V.4.2	49
7.5. MENÚ DE GEOMETRÍA DEL HEC-GEORAS V.4.2	50
7.6. MENÚ HEC-GEORAS V.4.2, PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS ATRIBUTOS DE LA CAPA QUE DESCRIBE EL CAUCE DEL RIO NEVERÍ (<i>RIVERNEV</i>).	51
7.7 MENÚ HEC-GEORAS V.4.2, PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS ATRIBUTOS DE LA CAPA QUE DESCRIBE LAS SECCIONES TRANSVERSALES (<i>XSCUTLINESNEV</i>).	52
7.8. MENÚ HEC-GEORAS V.4.2, PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS ATRIBUTOS DE LA CAPA QUE DESCRIBE AL EMBALSE TURIMIQUIRE (<i>INLINESTRUCTURENEV - STORAGEAREASNEV</i>).	52
7.9. MAPA DE LA CUENCA DEL RÍO NEVERÍ, CON LAS CAPAS CONSTRUIDAS CON HEC-GEORAS V.4.2	54
7.10. INTRODUCCIÓN DE LOS DATOS GEOMÉTRICOS.	58
7.11. IMPORTACIÓN DE LOS DATOS GEOMÉTRICOS.	58
7.12 ESQUEMATIZACIÓN DE LOS DATOS GEOMÉTRICOS EN LA PANTALLA DE EDICIÓN, DESDE LA SALIDA DEL EMBALSE, HASTA LA ESTACIÓN DE MEDICIÓN DE CAUDAL.....	59
7.13. SECCIÓN TRANSVERSAL, EN EL EDITOR DE DATOS GEOMÉTRICOS.	59
7.14. CARACTERIZACIÓN DE LA PRESA PRINCIPAL DEL EMBALSE TURIMIQUIRE.	61
7.15. INTERPOLACIÓN ENTRE LAS SECCIONES TRANSVERSALES.....	62
7.16. SECCIONES TRANSVERSALES (INTERPOLADAS E IMPORTADAS CON HEC-GEORAS V.4.2)	63
7.17. MENÚ DE EDICIÓN PARA FLUJO NO PERMANENTE EN EL HEC-RAS V.4.1	63
7.18. MENÚ DE CONDICIONES INICIALES PARA FLUJO NO PERMANENTE.	64
7.19. SELECCIÓN DE LAS CORRIDAS EN HEC-RAS V.4.1 PARA FLUJO NO PERMANENTE.....	65
7.20. REPRESENTACIÓN DE LA BRECHA PARA LA CORRIDA DE 50 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO EN HEC-RAS V.4.1 PARA FLUJO NO PERMANENTE.	66
7.21. REPRESENTACIÓN DE LA BRECHA PARA LA CORRIDA DE 50 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO EN HEC-RAS V.4.1 PARA FLUJO NO PERMANENTE. VARIABLES SEGÚN FROEHLICH (CORRIDA INESTABLE).....	67
7.22. REPRESENTACIÓN DE LA BRECHA PARA LA CORRIDA DE 50 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO EN HEC-RAS V.4.1 PARA FLUJO NO PERMANENTE.	67
7.23. HIDROGRAMA DE DESCARGA DEL EMBALSE TURIMIQUIRE, PRODUCTO DEL ROMPIMIENTO DE LA PRESA PRINCIPAL, DEBIDO AL SOBREVERTIDO, APLICANDO LAS ECUACIONES DE VON THUN Y GILLETTE (1990) Y DEWEY Y GILLETTE (1993)	68
7.24. MAPA DE INUNDACIÓN EN CASO DE CRECIDA DEL RÍO NEVERI, POR ROTURA DE LA PRESA PRINCIPAL DEL EMBALSE TURIMIQUIRE.	69
7.25. ZONA N°1.....	71
7.26. ZONA N°2.....	72
7.27. ZONA N°3.....	73

7.28. ZONA N°4	74
7.29. ZONA N°5	75
7.30. ZONA N°6	76
7.31. ZONA N°7	77

www.bdigital.ula.ve

RESUMEN

El siguiente trabajo se elaboró con el objetivo de determinar las zonas de mayor riesgo aguas abajo, en caso de crecida del río Neverí, si la presa principal del embalse Turimiquire colapsara. Inicialmente, se hizo un análisis hidrológico de la cuenca utilizando el modelo HEC-HMS v.3.5 a fin de conocer el comportamiento y la caracterización de la misma para una tormenta ocurrida el 6 de mayo de 1981. Al obtener los caudales en este paso, se dispuso a preparar los datos en ArcGis v.9.3, necesarios para hacer la simulación hidráulica con el modelo HEC.RAS v.4.1, a fin de correrlo tantas veces hasta encontrar el caudal que lograría la rotura en la presa. Al variar los parámetros de rotura, el ancho de la brecha y el tiempo necesario, el programa arrojó tres salidas, dos de las cuales se mostraron inestables impidiendo completar la corrida del modelo. La tercera logró completar el proceso mostrando un caudal de rotura de unos 3890 m³/s, con un volumen de 20955.56 millones de m³, dos horas después de comenzar la tormenta. Se identifican 7 zonas con mayor riesgo, donde la más afectada se ubica en la localidad de San Diego. Finalmente se comparó el valor de caudal simulado por el HEC-RAS v.4.1, con el de la tormenta del 1981 en la estación La Corcovada, el cual arrojó una diferencia del 0.26%, lo que permite asegurar que los programas utilizados optimizaron las salidas, minimizando al máximo los errores y teniendo en cuenta el principio hidrológico de que el comportamiento de una cuenca es el mismo al paso del tiempo.

Palabras Claves: Análisis hidrológico, hidráulico, modelos, cuenca, riesgo, rotura de presa, precipitación, crecidas, caudal, Turimiquire, Neverí.

x

INTRODUCCIÓN

En diversos países, el análisis de riesgo por el rompimiento de presas ha tomado un papel fundamental en el control y seguridad de las zonas que pudieran verse más afectadas, debido a tal efecto y, gracias a los avances de la tecnología, es posible recurrir a métodos y técnicas más precisas y confiables de simulación para cumplir esta exigencia.

En este sentido, actualmente es posible realizar este tipo de análisis a través de modelos matemáticos, que para el caso de rotura de presas, puede generar diversos escenarios de falla, los cuales permiten estudiar las relaciones causa-efecto que lo producen, siendo de gran ayuda para la implementación de un plan de alerta temprana en la prevención de desastres.

Esta investigación se encuentra enmarcada en la aplicación de un modelo matemático para el análisis del rompimiento de la presa principal del Turimiquire donde, luego del análisis hidrológico de la cuenca del río Neverí, se pueden generar escenarios que permiten mostrar las zonas de mayor riesgo en caso de crecida este cauce, el cual es uno de los más importantes de la parte Nororiental del País.

La metodología utilizada para el logro de la investigación permitió empalmar información generada en modelos de la familia HEC para la simulación hidrológica e hidráulica de la parte media del río Neverí, construyendo previamente la información digital necesaria en sistema de información geográfica ArcGis v.9.3 con el objetivo de minimizar los errores en la transición de los simuladores.

La esquematización del trabajo se inicia en el análisis hidrológico de la cuenca del Neverí, para el cual previamente se hace una revisión de la información digital y de campo disponible a fin de lograr la conceptualización de la cuenca y hacer el modelado hidrológico. Seguidamente se prepararon los datos para el modelado hidráulico, a fin de obtener los caudales que permitieran el rompimiento de la presa principal del embalse Turimiquire. Y por último, la elaboración de un mapa de inundación en el que se muestran las zonas con mayor riesgo, aguas debajo del embalse en caso de crecida del río Neverí.

Al visualizar las zonas inundables que coinciden con poblados, pueden dar una idea de posibles alternativas de solución, en caso de que ocurriera una tormenta similar a la del estudio, que pudiera hacer colapsar la presa y ocasionar grandes daños. Estos resultados, ayudarían en gran medida, a concientizar a quienes tienen la responsabilidad de la seguridad y el resguardo de los habitantes aguas abajo del embalse Turimiquire, a fin de orientar a los pobladores que viven aguas abajo del embalse, quienes viven bajo un riesgo aceptable, debido a la situación actual de las fugas en la estructura y al cambio climático.

CAPITULO 1

1.1 Planteamiento del problema

La presa principal del embalse Turimiquire fue puesta en servicio a fines de 1988 y a partir de 1989, se comenzaron a observar filtraciones a través de ella. Desde entonces se han realizado reparaciones que han mitigado el problema de la fuga por periodos cortos de tiempo, pero desafortunadamente vuelven a presentarse las mismas en magnitudes mayores a las que existía antes de la reparación.

Según el estudio elaborado por el CIDIAT (2008), los ingenieros Luis Miguel Suarez y Hervé Jegat expresan que luego de la visita de campo realizada en el lugar el día 27/09/2007, las filtraciones que afloran en la parte inferior del talud aguas abajo de la presa se han incrementado notablemente con respecto a lo observado por ellos en su anterior visita a la obra, en el año 2000. Según informó el personal que opera el embalse, el último aforo efectuado días antes de la mencionada visita arrojó un caudal de aproximadamente 9400 litros por segundo.

Con este panorama, es preciso decir que la seguridad de la presa se encuentra en peligro inminente, pues debido al daño progresivo al que la afecta, puede originar un proceso acelerado de erosión regresiva que terminaría por destruir totalmente la presa. Las consecuencias de lo anterior serían desastrosas, teniendo en cuenta que el embalse almacena un volumen aproximado a 423.000 millones de litros, y que aguas abajo se encuentra la ciudad de Barcelona, capital del estado Anzoátegui. La energía potencial representada por el agua almacenada detrás de la presa es enorme y su poder destructivo resulta difícil de imaginar. Esa energía potencial al ser liberada incontroladamente por una rotura de la presa se transformaría en energía cinética que arrasaría todo a su paso.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Determinar las zonas bajo riesgo en caso de rotura de la presa principal del embalse Turimiquire.

1.2.2 Objetivos específicos

- Representar el sistema hidrológico del río Neverí.
- Visualizar las zonas inundables por efecto de rotura de la presa principal.
- Proporcionar elementos de juicio para la elaboración de un plan de emergencia.

1.3 Justificación

Gracias a los avances tecnológicos, el hombre ha logrado prevenir que los eventos adversos ocasionen el mínimo de pérdidas humanas posibles, utilizando herramientas que permitan simular tales eventos, a fin de determinar el comportamiento aproximado por un agente natural, como lo es el caso del agua. Es por eso que con esta investigación, busca no solo elaborar la simulación hidrológica e hidráulica de la cuenca del río Neverí en caso de rotura de la presa principal del embalse Turimiquire, sino dar un aporte que, a través de elementos

de juicio, permita identificar las zonas de mayor riesgo aguas abajo del mismo, dato indispensable en la toma de decisiones de quienes tienen la responsabilidad de elaborar un plan de alerta temprana en caso de inundación en la parte media y baja del río Neverí.

1.4 Alcance y Limitaciones

1.4.1 Alcance

En la actualidad es posible hacer un análisis de riesgo, en caso de rotura de presa, a través de modelos hidrológicos, los cuales pueden generar diversos escenarios de falla. En tal sentido, esta investigación busca reflejar un posible escenario en caso de crecida del río Neverí, que logre generar la rotura de la presa principal, llamada Las Canalitas, del embalse Turimiquire y pueda mostrar los resultados en un mapa, identificando las zonas con mayor riesgo, aguas abajo del embalse. En su desarrollo muestra diversas metodologías y programas utilizados para lograr su cometido, a fin de ser utilizado como herramienta eficaz en la toma de decisiones, en cuanto a la implementación de un plan de alerta temprana en la prevención de desastres de la zona.

1.4.2 Limitaciones

Como se indicó anteriormente, la cuenca en estudio es la del río Neverí, caracterizada por poseer una gran extensión en la zona oriental de Venezuela, para la cual, así como para otras cuencas del país, no se cuenta con una topografía actualizada y detallada, por lo que se decidió trabajar en base a los mapas de la cartografía nacional, elaborados en 1964, junto con una imagen digital del terreno de la misma. Adicionalmente la información hidrológica disponible es escasa en cuanto a precipitaciones y caudales se refiere. Ambas realidades representan limitantes que hicieron dentro de la investigación, una etapa de digitalización larga y minuciosa, con la finalidad de preparar los paquetes de datos necesarios para ser simulados con la menor cantidad de errores posibles. Si se contara con los datos medidos, dicha investigación arrojaría con mayor detalle y precisión las salidas de los modelos de simulación utilizados para el logro de los objetivos.

CAPITULO 2

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

Un modelo es aquel que se encarga de representar el comportamiento interactivo de los diferentes parámetros dentro de un sistema, con entradas, procesos y salidas. El siguiente capítulo muestra una breve reseña histórica del modelaje hidrológico desde sus inicios hasta los utilizados recientemente en caso de rotura de presa, los criterios a utilizar para el análisis de la información hidrometeorológica disponible y los que permitieron la elección de los modelos de simulación aplicables para esta investigación.

2.1 El modelaje hidrológico y la rotura de presa.

En la naturaleza, el ciclo hidrológico puede ser característico de un sistema complejo, conformado por varios subsistemas, los cuales representarían las diferentes fases del mismo como lo son la precipitación, la escorrentía, la evaporación, entre otros, que caracterizan las entradas, procesos y salidas del Sistema Hidrológico. Para aproximar dicho proceso a la realidad, se han creado diversos modelos hidrológicos a través del tiempo, con la finalidad de simular el comportamiento de las variables y que sin llegar a ser exactos, puedan generar soluciones y alternativas importantes para la resolución de problemas, tal es el caso de la rotura de presas.

En febrero de 1851, la Institución de Ingenieros Civiles de Irlanda publicó un documento titulado "Uso de los Auto-registros de lluvia y aforos de avenidas al observar las relaciones de precipitación con las descargas de avenidas en una cuenca dada" elaborado por el ingeniero Thomas James Mulvaney, donde plantea la Fórmula Racional como un modelo, para ofrecer una idea de lo que podría esperarse ante un evento, modelando solo caudales pico.

Para el año 1966, Crawford y Linsley, investigadores de la Universidad de Stanford, desarrollaron la cuenca hidrográfica del modelo de Stanford, incorporando el transporte de sedimentos y la calidad de agua, que más tarde en 1980, va a evolucionar hasta convertirse en Hydrocomp Simulation Program HSP- Fortran, siendo la primera gran cuenca modelo. Desde entonces, se han desplegado toda una gama de enfoques de modelado, para simular el comportamiento del agua en zonas rurales y urbanas dentro de una cuenca hidrográfica específica.

En el campo de la hidráulica, la modelado ha desarrollado métodos que permiten predecir el comportamiento de un fenómeno real, basado en las observaciones, conceptualizándolo para poder describir el evento y cuantificarlo, buscando resolver problemas relacionados con estructuras hidráulicas, de infiltración y transporte de sedimentos. En el caso de rotura de presa se utilizan modelos con características unidimensionales y bidimensionales que permitan identificar la llanura de inundación en caso de avenida. Tal es el caso de los modelos HEC-RAS e IBER, donde el primero siendo un modelo unidimensional permite identificar hidrogramas generados por la rotura de presas y el segundo, un modelo bidimensional más complejo, el cual puede simular adicionalmente confluencias de cauces, turbulencia y transporte de sedimentos. A fines de este estudio, y debido a la disponibilidad de los datos recopilados se aplicará el modelo unidimensional antes mencionado.

Más adelante, en La Universidad Central de Venezuela, se elaboró la estimación de Hidrogramas de crecidas en cuencas del litoral central luego de los aludes torrenciales de

diciembre de 1999, por Marcelo González Sanabria y José Rafael Córdova, aplicando el Método de la Onda Cinemática, para determinar el Hidrograma de salida, dado a que no se dispuso de información de caudales máximos anuales instantáneos en las cuencas del litoral central, arrojando resultados que quedarían sujetos a futuros ajustes en la medida en que el monitoreo hidrometeorológico mejore.

El HEC-RAS (River Analysis Sistem) desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de Estados Unidos, es una aplicación válida para la rotura de presas, el cual permite, en su análisis, que coexistan de forma simultánea el régimen de flujo subcrítico y supercrítico, sin mantener constante el tiempo y la posición espacial transitoria, donde esta última, podría cambiar tratándose del colapso de una estructura en la trayectoria del río. Adicionalmente, el modelo representa un tipo de flujo unidimensional con la capacidad de considerar llanuras de inundación, estructuras laterales o en línea al cauce y áreas de almacenamiento, las cuales son llamadas aproximaciones quasibidimensionales, debido a su comportamiento similar a los estudiados en modelos bidimensionales, los cuales se caracterizan por ser mas complejos que los unidimensionales.

En enero del 2005, Carlo G. Quiñonez elaboró un estudio con el objetivo principal de desarrollar modelos para planicies inundables urbanas, utilizando el HEC-HMS y HEC-RAS para mitigar los peligros que pudieran darse, generando alternativas de solución a los mismos, a través de los Sistemas de Información Geográfica (SIG) en Brownsville, Texas. Unió el HEC-HMS y el HEC-RAS, para generar la zona inundable, utilizando como base el sistema LIDAR (Light Detection and Ranging), el cual permite registrar las diferentes altitudes que hay en un terreno, de tal manera que éstas puedan reproducirse en un mapa, y la red de radares meteorológicos NEXRAD (Next-Generation Radar), que detecta las precipitaciones atmosféricas y la circulación o el viento dentro de los Estados Unidos, prediciendo entonces los impactos que afectarían a la zona poblada más cercana. (Quiñonez, 2005).

El Servicio Nacional de Meteorología e Hidrológica del Perú, realizó un Análisis Hidrológico de la crecida extraordinaria del río Tumbes del 27/02/2006 por el Ing. Oscar Felipe Obando, con el objetivo de describir y analizar las Tormentas que provocaron la crecida del río Tumbes mediante simulación hidrológica, utilizando el HEC-HMS v.3.3, e hidráulica, aplicando HEC-RAS v.4.0, determinando el caudal pico que ocasionó el desborde y las áreas de afectación respectivamente, con el propósito de ser incorporada en la componente de predicción hidrológica del Sistema de alerta temprana de la región. Concluyeron que el modelo hidrológico reproduce bien en los caudales pico en magnitud y volumen de escorrentía, mas no en oportunidad, con respecto a los valores observados. El modelo Hidráulico resultó apropiado para identificar niveles críticos de desborde en el curso principal del río Tumbes, y elaborar mapas de amenaza de inundación, para caudales probabilísticos para diferentes periodos de retorno.

En cuanto a la estimación de los parámetros geométricos y temporales de la rotura de presas se refiere, son los análisis más significativos y de mayor incertidumbre en estudios de esta magnitud, debido a la complejidad física del fenómeno. Sin embargo Wahl, Tony L. (1998) en el documento *Prediction of embankment Dam breach Parameters*, examinó la importancia y los métodos para la predicción de los parámetros de rotura de presas, numericamente modelados de acuerdo a las características de la estructura (presas de materiales sueltos y presas rígidas) de las cuales las primeras fueron las mas estudiadas, puesto que representan las que mas han colapsado.

En Venezuela se realizó el análisis de rotura de la presa Ing. Carpóforo Olivares Sosa, también conocida como Pao La Balsa, ubicada en el Estado Cojedes (Marquez, 2009), en el que se determinó la mancha de inundación asociada a los diferentes parámetros del colapso de la estructura, elaborando un modelo en HEC-RAS del valle fluvial del río de llanura Pao, haciendo uso de herramientas en ArcGIS, a través de la extensión HECGeo-RAS, basándose en una sección típica del río, y a partir de la que se elaboraron unas 200 secciones cada 100 metros aguas abajo del embalse, con datos medidos en dos eventos de crecientes excepcionales ocurridas en 1996 y 2005. Los resultados le permitieron al autor tener bases para la elaboración de un plan integral de seguridad de presas, el cual propone en la misma investigación. Análogamente esta investigación busca reflejar los resultados en un mapa que permita visualizar las zonas en mayor riesgo, aguas abajo del embalse, a fin de establecer criterios de juicio para la elaboración de un plan de alerta temprana en caso de crecida del río Neverí.

Independientemente del tipo de modelo seleccionado, existe una serie de parámetros que deben ser estimados para poder realizar apropiadamente el modelaje. A continuación y dado que se emplearán los modelos HEC-HMS y HEC-RAS se presentan los principales parámetros requeridos por dichos modelos.

2.2 Estimación de los parámetros hidrológicos a partir de modelos de simulación.

2.2.1 Precipitación.

La precipitación es la caída de agua que, dependiendo de la temperatura, puede ser en forma de lluvia, rocío, nieve, granizo o aguanieve (Guadalupe de la Lanza, 1999). De esta, una parte es interceptada por los árboles, techos y otras superficies que obstaculizan el paso del agua al suelo, evaporándose en un intervalo corto de tiempo. El resto llega al suelo, una parte se infiltra y otra escurre llegando hasta los cauces de los ríos. La fracción que llega hasta el afluente se le llama precipitación efectiva. Existen varios métodos para calcular la precipitación efectiva, entre los cuales se encuentran:

- Método del Número de Curva del Servicio de Conservación de Suelos de EUA (SCS).
- Método del Índice de Infiltración Constante y Pérdida Inicial. (initial and constant-rate loss model).
- Método del Índice de Infiltración Constante y Déficit. (deficit and constant-rate model).
- Modelo de Infiltración de Green y Ampt.
- Modelo de Infiltración de Conteo de Humedad de Suelo.

El más utilizado es del Número de Curva del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS), el cual se basa en la estimación de la escorrentía dependiendo de las condiciones de humedad, cobertura y uso de suelo antecedentes a un evento. La ecuación que aplica este método para encontrar la Precipitación efectiva (P_e) es la siguiente:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 * S)^2}{(P + 0.8 * S)} \quad (\text{Ecuación 2.1})$$

Donde

- P_e = Precipitación Efectiva (mm)
 P = Precipitación Media sobre la cuenca (mm)
 S = Infiltración Potencial (mm).

La infiltración potencial va a depender de las condiciones de humedad y de la superficie del suelo, que unido a los factores edáficos, se puede considerar como la capacidad útil de almacenamiento de humedad del suelo.

La infiltración Potencial (S) se determina por la ecuación 2.2, en la cual (CN) representa el número de Curva.

$$S = \frac{25400 - 254 * CN}{CN} \quad (\text{Ecuación 2.2})$$

La relación que hace el SCS con el Número de Curva (CN), el uso de suelo, la cobertura vegetal, la condición de humedad y condición hidrológica antecedente, se muestran en las en los anexos A1 y A2 de esta investigación. De acuerdo al potencial de escorrentía, clasifican los suelos en cuatro grupos: Grupo A (Bajo potencial), Grupo B (Moderadamente bajo), Grupo C (moderadamente alto), y Grupo D (alto potencial).

La condición hidrológica está referida al grado de cobertura vegetal, a medida que la cobertura vegetal es más densa, mejor es su condición hidrológica, lo que implica una infiltración mayor, y menor el valor del número de curva (CN) representativo de la escorrentía. En base a lo anterior, se consideran tres grados de condición hidrológica, dependiendo del porcentaje de área de cobertura vegetal, los cuales son:

- Condición hidrológica buena, más del 75% de cobertura.
- Condición hidrológica regular, entre 50 y 75% de cobertura.
- Condición hidrológica mala, menos del 50% de cobertura.

En cuanto a la humedad antecedente, representa al estado de humedad del suelo antes de iniciarse la lluvia en estudio, tomando en consideración la cantidad de lluvia caída en los cinco días anteriores a la tormenta. En este caso, se establecieron tres clases de Humedad Antecedente, descritos en la tabla N° 2.1.

Tabla N° 2.1. Condiciones de Humedad antecedente.

Condición de Humedad Antecedente (CHA)	Precipitación acumulada de los 5 días previos al evento en consideración
I	0.0 a 33.0 mm
II	33.0 a 52.5 mm
III	más de 52.5 mm

Fuente: Servicio de Conservación de los suelos (SCS)

Los valores del número de curva corresponden a una humedad antecedente clase II y clase III respectivamente. La clase II representa a la condición de humedad antecedente promedio, que pueden pasar a la condición I o a la condición III utilizando las siguientes ecuaciones:

$$CN(I) = \frac{4.2 * CN(II)}{10 - 0.058 * CN(II)} \text{ (Ecuación 2.3)}$$

$$CN(III) = \frac{423 * CN(II)}{10 - 0.13 * CN(II)} \text{ (Ecuación 2.4)}$$

En el caso que se tenga una cuenca con muchos usos y tipos de suelo se puede dividir la cuenca en varias zonas, obtener el número de curva y el área para cada una y finalmente calcular el número de curva para la cuenca completa con el promedio ponderado por área utilizando la siguiente ecuación:

$$CN_c = \frac{\sum A_i * CN_i}{\sum A_i} \text{ (Ecuación 2.5)}$$

Donde

CN_c = Numero de Curva de la cuenca.

CN_i = Numero de Curva de cada subdivisión.

A_i = Área de cada subdivisión.

2.2.2 Escurrimiento

El escurrimiento superficial se refiere al volumen de las precipitaciones que caen sobre una cuenca, menos la retención superficial y la infiltración, que es función de la intensidad y de la duración de la precipitación, del tipo de vegetación, de la extensión de la cuenca hidrográfica considerada, de la profundidad del nivel freático, de la permeabilidad y de la pendiente superficial del suelo. Existen diversos métodos que permiten describir el comportamiento del agua en el paso de precipitación efectiva a escurrimiento, los cuales se clasifican en modelos empíricos y modelos conceptuales. Los modelos empíricos establecen una relación entre la precipitación efectiva y el escurrimiento posibles de calcular con las características físicas promedio de la cuenca. Los modelos más utilizados dentro de esta gama son:

- Hidrograma Unitario Triangular del SCS.
- Hidrograma Unitario de Zinder.
- Hidrograma Unitario de Clark.

Los modelos conceptuales intentan describir los procesos que interactúan en el movimiento del agua dentro del proceso de transformación de la precipitación efectiva a escurrimiento superficial. Entre los más utilizados se encuentra el Modelo de la Onda Cinemática.

2.2.2.1 Modelos Empíricos

El aporte que genera una cuenca a su tributario es posible expresarlo de forma gráfica, llamado "*hidrograma*", el cual consiste en una curva que representa las oscilaciones, con respecto al tiempo, del nivel del agua de un río en una sección dada.

Sherman en 1932, propuso por primera vez el Hidrograma unitario de una cuenca, y lo define como el hidrograma de escorrentía directa resultante de 1 pulgada de exceso de lluvia generado uniformemente sobre el área de drenaje a una tasa constante a lo largo de una duración efectiva (Ven Te Chow, 1994). Considera que el hidrograma de salida de una cuenca pequeña es la suma de los hidrogramas elementales de todas las sub-áreas de la cuenca, modificados por la trayectoria y el almacenamiento en los cauces. Debido a que las características físicas de la cuenca (tamaño, forma, pendiente) son constantes, se consideran similares las formas de los hidrogramas resultantes de tormentas con características análogas.

La ecuación utilizada para la deducción del Hidrograma Unitario es la siguiente:

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m * U_{n-m+1} \quad (\text{Ecuación 2.6})$$

Donde:

Q_n Escorrentía Directa

P_m Precipitación efectiva

U Ordenadas del Hidrograma Unitario

n Pulso de escorrentía (intervalos de tiempo)

m Pulso de precipitación efectiva

M Número total de pulsos de precipitación efectiva.

El hidrograma unitario se aplica solamente para la cuenca y para el punto de corriente donde se midió la información. Es por ello que existen Hidrogramas sintéticos que desarrollan otros hidrogramas en diversos puntos de corriente, dentro de la misma cuenca, los cuales son tres: los que relacionan las características del hidrograma con las características de la cuenca desarrollado por Snyder en 1938, aquellos basados en hidrogramas unitarios adimensionales propuestos por el Servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos (SCS) en 1972 y los basados en modelos de almacenamiento de la cuenca como el de Clark en 1943.

2.2.2.2 Modelo Conceptual: Onda Cinemática

Es un modelo de tránsito distribuido que aproxima la conversión de lluvia en caudal a la salida de la cuenca, de la forma más simple, siendo una solución de las ecuaciones físicas que rigen el flujo superficial de régimen no permanente. Se ha aplicado para describir el flujo sobre planos, donde el caudal lateral es igual a la precipitación efectiva y el flujo en el canal representaría un flujo por unidad de ancho en el plano, donde la entrada lateral es la salida de las vertientes, generando finalmente el Hidrograma.

2.3 Revisión de modelos hidrológicos

Para seleccionar un modelo entre varias alternativas, es necesario especificar los criterios y límites que serán usados, estimando el costo de su aplicación.

De acuerdo a la revisión realizada por Eterovic (2008), los Modelos de simulación hidrológica pueden ser clasificados de acuerdo a una amplia gama de características especificadas a continuación:

Según Ponce en 1989, existen dos grandes grupos:

2.3.1 Modelos Físicos:

Son representaciones físicas simplificadas del prototipo, tales como las representaciones a escala de la cuenca o los simuladores de lluvia. Son específicos para cada caso.

2.3.2 Modelos Matemáticos:

Representan una abstracción matemática del prototipo preservando las propiedades más importantes de este. Son relativamente más baratos, flexibles, existiendo una gran variedad listos para ser usados, ya sea haciendo o no modificaciones a este, para ajustarlo a las condiciones de un caso en particular. Dentro de los modelos matemáticos se encuentran:

2.3.2.1 Determinísticos:

Son ecuaciones diferenciales formuladas que siguen las leyes físicas y químicas de los procesos descritos. En la práctica estos modelos están limitados por su incapacidad para resolver la variabilidad espacial y temporal de los fenómenos en intervalos suficientemente pequeños.

2.3.2.2 Probabilísticos

Pueden ser de dos tipos: Estadísticos y Estocásticos. Los primeros toman en cuenta los parámetros estadísticos de las variables que se desean generar, obtenidos de una serie de valores observados de cada variable. Por su parte, los modelos estocásticos, al igual que los estadísticos, generan valores para cada variable, pero toman en cuenta adicionalmente la dependencia que tienen con otras como el tiempo, el espacio, entre otros.

2.3.2.3 Conceptuales

Son representaciones matemáticas simplificadas de los procesos físicos, que simulan procesos más complejos, utilizando pocos parámetros claves.

2.3.2.4 Paramétricos

Estos modelos representan los procesos en base a parámetros empíricos contenidos en ecuaciones algebraicas y son la forma más sencilla y económica de realizar una modelación.

En la actualidad, son el tipo de modelo más utilizado. Esta clasificación puede desglosarse, según Ponce (1989), las características particulares de los modelos:

- Según sean lineales y no lineales.

Los modelos lineales son los que simplifican la representación de los procesos llevándolos a una forma lineal, teniendo la ventaja de ser sencillos, pero pudiendo perder cierta precisión y detalle en la simulación.

En cambio, los modelos no lineales tienen un nivel de detalle mucho mayor en cuanto al proceso de simulación de la cuenca, pero su solución es mucho más compleja.

- Según la variación de parámetros en el tiempo.

Algunos modelos permiten la variación en el valor de sus parámetros sobre la base de escala del tiempo, y otros en cambio, pueden mantener sus parámetros invariables en el tiempo. La mayoría de los modelos utilizados en la actualidad corresponden a este último tipo.

- Según su distribución espacial

Los modelos según la distribución espacial de parámetros pueden ser *Agregados*, que son los que suponen un valor típico o medio para toda la cuenca, permaneciendo invariantes espacialmente dentro de la misma; los *Distribuidos*, aquellos que permiten variar el valor de sus parámetros espacialmente dentro de la cuenca y los *Semi-distribuidos* son los que dividen la cuenca en sub-cuencas, modeladas de manera agregada a pesar de no ser homogéneas.

- Según el tipo de función matemática

Los modelos presentados en forma de funciones continuas, es decir que tienen derivada en cualquier punto de su dominio, como por ejemplo el hidrograma de una cuenca, se denominan Modelos Continuos. Análogamente, los modelos que se expresan con funciones discretas, que no tienen solución en cualquier punto, si no solo en ciertos puntos predeterminados son llamados Modelos Discretos.

- Según el tipo de solución matemática

Estos se pueden clasificar en: *Analíticos*, para los que se necesita obtener las condiciones iniciales y de borde analíticamente para llegar a una solución, y los *Númericos*, donde se utilizan métodos numéricos para encontrar la solución, tales como diferencias finitas, elementos finitos, o cualquier método que discretice el dominio de la misma. Los primeros suelen ser muy difíciles de usar desde el punto de vista matemático, a menos que se simplifique en gran medida la realidad, por esta razón se tiende a recurrir al uso de modelos numéricos, los cuales se ajustan mejor a las condiciones iniciales y de borde que se determinan arbitrariamente.

- Modelos según continuidad del tiempo:

En esta clasificación se encuentran los modelos de *Evento*, diseñados para simular eventos lluvia-escorrentía aislados en los que no calculan almacenamiento de humedad entre ellos, por lo que no sirven para simular periodos secos (sin lluvia), y los *Continuos*, son los que realizan la simulación de periodos de tiempo largos, donde existen varios eventos separados

por periodos secos. Estos últimos toman en cuenta todos los procesos del flujo superficial, sub-superficial y subterráneo durante esos periodos.

Bedient & Huber en 1992, clasifican los modelos de simulación de forma similar (Tabla N° 2.1). Para el análisis de las cuencas hidrográficas, la categoría *Agrupada Parámetro*, representa modelos reales que transforman la lluvia de entrada en escorrentía como salida, debido a que la conceptualización de todos los procesos de las cuencas se producen como un sistema de entradas y salidas. Este modelo de parámetros puede o no tener una definición física directa en el sistema. La categoría *Distribuido*, describe los procesos físicos y mecanismos en el espacio, pero de la calibración y verificación de los resultados. Los modelos de Evento simulan una sola tormenta generada por los datos de entrada de la lluvia, utilizando el Hidrograma unitario para generar hidrogramas de tormenta, que luego son remitidas dentro de los canales de flujo. Los modelos de tipo continuo se basan en ecuaciones de balance de agua y, por tanto, se toma en cuenta directamente para efectos de las condiciones iniciales. Estos son probablemente más útiles en las cuencas hidrográficas con grandes extensiones de tierra. Los modelos de tipo estocástico, numérico y analítico poseen una caracterización similar a la descrita anteriormente. Los modelos de simulación constituyen el enfoque científicamente más avanzado que existe para comprender la complejidad del comportamiento de las cuencas hidrográficas.

Tabla N° 2.2. Modelos Hidrológicos.

Tipo de modelo	Ejemplos
Agrupada parámetro	Snyder Unit Hydrograph (Hidrograma unitario)
Distribuido	Kinematic wave (Onda cinemática)
Evento	HEC-1, SWMM
Continuo	Stanford Watershed Model, SWMM, HSPF, STORM
Físicamente la base	HEC-1, SWMM, HSPF
Estocástico	Synthetic stream flows (Flujo de corrientes sintéticas)
Numérico	Explicit kinematic wave (onda cinemática Explícita)
Analítico	Nash IUH

Fuente: Bedient & Huber, 1992

Se tomaron como base los resultados obtenidos por Eterovic (2008), en su trabajo sobre la aplicación de modelos hidrológicos con fines de prevención de desastres en cuencas de alta pendiente de Venezuela, para el cual se estudiaron diferentes modelos hidrológicos de eventos utilizados hasta el momento, con el fin de conocer sus características, fortalezas y debilidades; y así, poder compararlos y seleccionar el que mejor se adapte a esta investigación, mostrados en la tabla N° 2.3 que se muestra a continuación.

Tabla N° 2.3. Comparación de Modelos de Simulación Hidrológica

CARACTERÍSTICAS	MODELOS CONSIDERADOS								
	WinHSPF	HEC-HMS	EVENTO	TETIS	HBV	SUSHI	TOPKAPI*	TOPMODEL*	SWAT*
TIPO									
Continuo	●	●	○	●	●	●	●	●	●
Evento	●	●	●	●	○	●	×	○	○
Distribuido	○	●	○	●	○	●	●	○	●
Semi-distribuido	●	●	●	○	●	●	○	●	●
Global	●	●	●	○	●	●	○	○	×
HIDROLOGIA									
Divide la cuenca en subcuencas	●	●	●	●	●	●	●	×	●
Escorrente áreas impermeables	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Escorrente áreas permeables	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Varia parámetros en el tiempo	●	○	○	●	○	○	○	○	×
OTRAS CARACTERÍSTICAS									
Simula calidad de agua	●	○	○	○	○	○	○	○	●
Toma en cuenta nieve	○	○	○	●	○	○	○	○	●
Toma en cuenta usos de suelo	○	○	○	●	●	●	○	○	○
Considera obras de almacenamiento	●	●	○	●	●	●	●	○	●
DATOS GENERALES									
Dificultad de aprendizaje	▲	▼	▼	▲	×	▼	×	▲	▲
Dificultad del manejo de datos	▲	▲	▲	×	×	▼	×	×	▲
Requerimientos de información	▲	▼	▼	×	×	▼	×	×	▲
CARACTERÍSTICAS DEL PROGRAMA									
Entorno									
Software Gratuito	●	●	●	○	○	●	×	○	●
Open Source	●	●	●	×	○	×	×	○	●

● Afirmativo ○ Negativo × No se tiene informa

▲ Alto ▼ Medio ▼ Bajo

Windows MS-DOS Unix Solaris

* Para propósitos académicos y no comerciales se puede hablar con el autor para obtener una versión gratuita y/o el código fuente.
* Modelos Continuos.

Fuente: Eterovic, 2008

El programa seleccionado para hacer la simulación hidrológica de la cuenca en este estudio es el HEC-HMS v.3.5, el cual siendo un software gratuito, considera obras de almacenamiento de fácil manejo al usuario, con la posibilidad de utilizar los datos antes y después de la simulación, los cuales pueden ser compatibles con otros software de la misma familia, como el caso del HEC-RAS v.4.1 y con sistemas de información Geográfica como el ArcGIS v.9.3, a fin de cumplir con los objetivos trazados para esta investigación.

Para el caso de la modelación Hidráulica, se seleccionó el software HEC-RAS, el cual se caracteriza por predecir áreas de inundación en caso de crecidas, para diferentes periodos de retorno, pudiendo pasar los resultados al entorno del Sistema de información geográfica ArcGIS v.9.3 para realizar el mapa de inundación y riesgo, por medio de la aplicación del HEC-GeoRas v.4.3.

El HEC-RAS se basa en modelos matemáticos unidireccionales, para el cual es posible simular el movimiento del agua en un cauce natural, considerando solamente los datos topográficos e hidráulicos medidos en cada una de las secciones transversales a la dirección principal del flujo, capaz de simular cambios de régimen de subcrítico a crítico, con presencia de estructuras como diques, puentes o embalses. No es posible analizar las confluencias de ríos en cauces compuestos, de ser así, se trataría de un modelo bidimensional, el cual representa mayor complejidad y exigencia al recopilar los datos no solo del cauce principal sino de sus tributarios (García, 2013)

CAPITULO 3

MARCO REFERENCIAL

En el siguiente apartado se describen las características de la cuenca hidrográfica del río Neverí junto con su ubicación geográfica, así como también las referidas a la construcción del embalse Turimiquire. Esto se debe a que las obras sufrieron varios contratiempos en su ejecución, trayendo como consecuencia la modificación de partes del proyecto, que a medida que han pasado los años desde su primer llenado, afecta de manera directa a las operaciones del complejo. También se identifican las zonas que el sistema hidráulico abastece de agua potable, representando la mayor parte de la región Nor-oriental del país.

3.1 Ubicación del área de estudio

La cuenca del río Neverí pertenece a la Región Hidrográfica Oriental de Venezuela (Ley de Aguas, 2007), la cual posee un área total de 1130.23 Km², y se divide en dos unidades hidrográficas consideradas independientes entre sí, la primera corresponde a la sub cuenca del alto Neverí y la segunda conocida como el Neverí Medio y Bajo.

Los principales afluentes en la Cuenca Alta son: río del Medio, Campo Solo, río Negro, El Guamal, Zumbador y el Guayabo, que junto a las Quebradas surten al Embalse del Turimiquire, siendo este último la reserva de agua más importante de la región Nor-oriental. Se estima que el 60% del agua lista para ser utilizada de la región se encuentra en este sistema, abasteciendo a los estados Sucre, Anzoátegui y Nueva Esparta, tanto como agua potable como abastecimiento de riego.

En la cuenca media, el Neverí se ve alimentado por el río Colorado, y quebradas en su curso, tales como Colorado, Bajo Negro, Vega Grande, del Alambique, Pekín, La Peña y Araguaita.

El bajo Neverí cuenta con dos afluentes llamados río Naricual y río Aragua de Neverí, que luego de sus respectivos aportes al Neverí canalizado, sigue su curso por la ciudad de Barcelona hasta desembocar en el Mar Caribe.

La figura N° 3.1 muestra todo lo anteriormente descrito, en un mapa elaborado a escala 1:250.000 de la cuenca del río Neverí, digitalizado en ArcGis v.9.3, identificándose las subcuencas, los principales afluentes para cada una de ellas y la ubicación del Embalse Turimiquire a la salida de la cuenca alta.

Figura 3.1. Mapa de la Cuenca del Río Neverí

www.bdigital.ula.ve

3.2 Caracterización físico-natural de la cuenca

El Río Neverí, nace al noroeste del Caserío Las Culatas en el estado Sucre y se forma al norte del Cerro Tristeza, en la fila del Macizo Oriental de la Serranía del Turimiquire, en el estado Sucre, a unos 2.200 metros de altitud dentro de la Cordillera de la Costa. Su descenso es en sentido oeste, atravesando un profundo valle con vertientes de fuertes pendientes, características propias de un río de montaña. Después se adentra en las extensas planicies aluviales aprovechables desde el punto de vista agrario, y faunístico endógeno de la región. Desemboca en el Mar Caribe, formando un delta, luego de cruzar la ciudad de Barcelona, en el estado Anzoátegui.

Debido a su clima favorable y a la calidad de los suelos, la cuenca alta y media del Neverí es propicia para la siembra, desde la carretera que lleva a la represa se pueden apreciar numerosos conucos y sembradíos de mediana extensión que fragmentan los bosques montanos. Los principales cultivos son yuca, ocumo y ñame, los cuales se venden incluso en un mercado popular en las inmediaciones del embalse. Los pequeños agricultores usan técnicas perjudiciales al ambiente, generando problemas de erosión, pérdida de suelos y de la cobertura de la vegetación con el consecuente impacto sobre la fauna y flora de la cuenca, según el Informe final del estudio de operación para el embalse Turimiquire elaborado por el Centro Interamericano de Desarrollo e Investigación Ambiental y Territorial (CIDIAT, 2008).

El clima de esta región, es en gran parte, un clima tropical, con excepciones dadas en las zonas altas de las montañas y algunos valles, que tienen un clima más bien, subtropical. La pluviosidad de la zona es baja en el norte, es decir entre Barcelona y Cumaná, debido a estar situada casi al nivel del mar. Por sus condiciones ambientales y los recursos naturales que se encuentran en la zona, el turismo es una actividad muy importante.

La cuenca del Río Neverí se encuentra dentro de los límites del Parque Nacional Mochima, ubicado en los Estados Sucre y Anzoátegui al nordeste de Venezuela, entre los 10°09' y 10°26' de latitud norte y entre los 64°13' y 64°47' de longitud oeste, Específicamente en la Zona Continental o montañosa, dado a que el parque comprende tres zonas geográficas bien diferenciadas: la Zona Oeste o Marina, la Zona Este o marino-costera y la Zona Continental.

La Zona Continental del parque comprende el área montañosa en las estribaciones Norte de la Cordillera oriental y contiene gran parte de la Cuenca del río Neverí. La zona marino-costera y la montañosa del Parque Nacional Mochima se encuentran separadas por la carretera que conduce a Cumaná. El límite sur de la cuenca y del embalse Turimiquire está en el extremo sur oriental del parque. Es una zona dominada por bosques montañosos húmedos y bosques nublados en las regiones más altas. Estos están cerca de los poblados o carreteras son secundarios o intervenidos por actividades agrícolas.

El relieve es accidentado con vertientes abruptas y valles cerrados, formado por rocas sedimentarias del Mesozoico y del Cenozoico, fundamentalmente areniscas, calizas y lutitas. La estación lluviosa es de julio a octubre y el mes más lluvioso es agosto, aunque el pico de lluvias se extiende hasta octubre en las zonas más altas del parque.

La cuenca del Turimiquire se encuentra parcialmente dentro de los estados Sucre y Anzoátegui. El embalse en particular se encuentra en la vertiente norte de la zona montañosa. El sistema fue diseñado para abastecer a las ciudades del norte de Anzoátegui, de Cumaná en el Estado Sucre y de Nueva Esparta.

La selección de una toma inclinada se debió al resultado de una serie de consideraciones geotécnicas hechas por los proyectistas, teniendo en cuenta la elevada sismicidad de la zona y el propósito de abastecimiento a importantes ciudades de la región Nororiental del país.

Este diseño fue sustituido posteriormente por una torre vertical, de concreto postensado, sección cilíndrica de 7.4 m de diámetro interior y 111 m de altura. Posee 6 bocatomas, cada una cuenta con una rejilla de 2.5 m por 3.5 m y una válvula mariposa de 2.13 m de diámetro seguida de otra tipo Howell Bunger para la descarga al cauce. (Suárez, 2002).

En la Figura 3.3, se esquematizan las pérdidas de carga que se presentan en el sistema de toma-descarga. Según se indica se presentan los siguientes tipos de pérdidas: Longitudinales (fricción) y Localizadas, representadas por: Rejilla, Válvula Mariposa, Válvula Howell – Bunger, Codo 90° y Reducción.

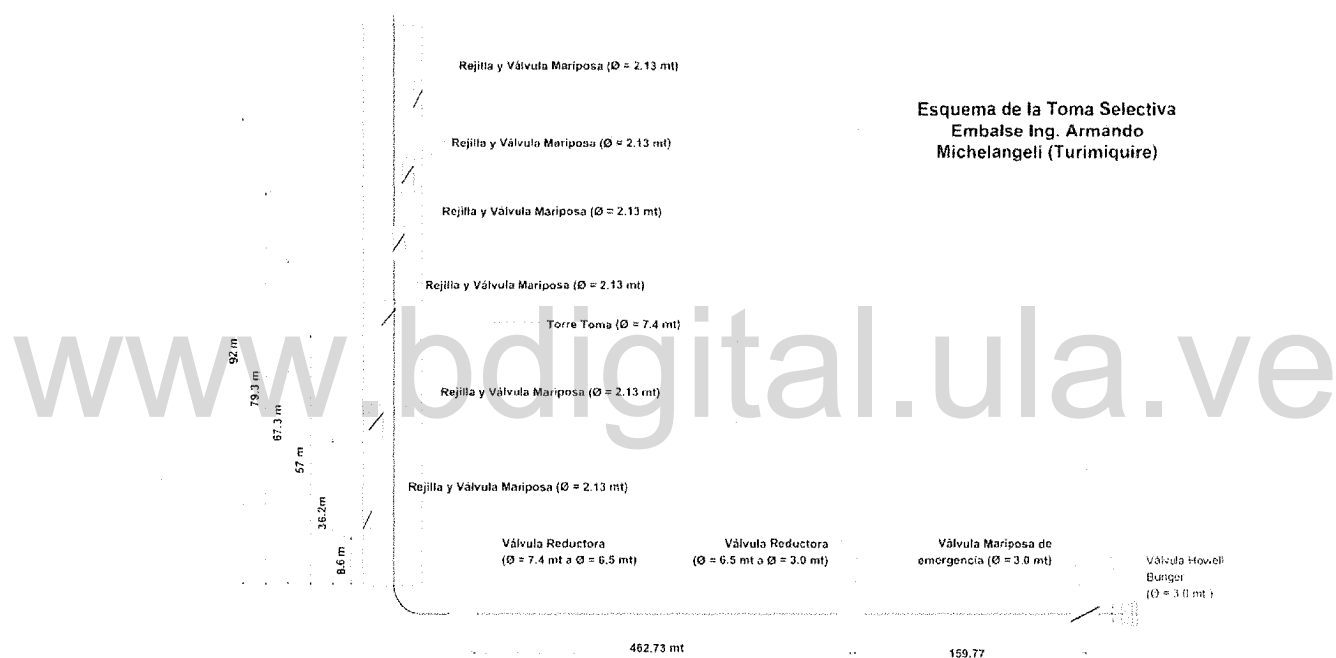


Figura 3.3. Esquema de pérdidas de carga del sistema Toma-Descarga

Ya construida la torre toma vertical, se ejecutaron las pruebas de funcionamiento de la descarga al cauce, observándose que al abrir la válvula Howell-Bunger más del 30%, la torre comenzaba a oscilar. La causa es que estas válvulas tienen una capacidad de descarga superior a las de tipo mariposa, las cuales son las que permiten la entrada del flujo hacia la torre toma, donde esta se vacía parcialmente y los chorros que entran por la válvula mariposa chocan contra la pared opuesta de la misma, induciendo su vibración. Aunado a esto, al vaciarse parcialmente la torre, las fuerzas hidrostáticas hacen que este funcione como una especie de flotador cilíndrico sumergido, en el que la fuerza de flotación hace disminuir el peso de la estructura. Para evitar daños a la torre toma y como medida de seguridad, se ha soldado un tope en la válvula Howell-Bunger, que impide abrirla más del 30%. Con esta abertura, el tiempo necesario para vaciar el tercio superior de la presa, en caso de ocurrir una emergencia es de unos 40 días, y para el vaciado total del embalse es de unos 100 días. (Suarez, 2002)

Desde entonces se comienza a observar filtraciones importantes en la obra, que en ese momento llegaron hasta los 3000 l/s. Para entonces se realiza la primera reparación, donde se volcó desde la cresta de la presa, directamente sobre la losa de concreto, un material formado por una mezcla de arena y arcilla. (Suárez, 2002). La filtración se redujo considerablemente a un valor entre 10 y 60 l/s, pero sin embargo, el caudal fue aumentando gradualmente con el tiempo, hasta superar los 300 l/s. Las fugas comenzaron a aumentar a principios de 1994, hasta alcanzar 2500 l/s (se hacen aforos periódicos del caudal de las filtraciones) y a finales de este año se realiza la segunda reparación, de manera más tecnificada. Se colocó una gabarra en el embalse, posicionada sobre la zona fracturada de la losa y el material era vaciado a través de la tubería vertical. El relleno de las grietas sería completado posteriormente con la colocación de una membrana impermeable fijada al concreto de la losa, cubriendo toda la zona fracturada, pero por falta de recursos económicos, no se llevó a cabo y la empresa constructora se retiró de la obra sin concluir el trabajo.

La tercera reparación se debió a causas naturales, por un pequeño deslizamiento de terreno del estribo izquierdo, inmediatamente aguas arriba de la presa, el cual, al caer sobre la losa de concreto alcanzó la zona fracturada, y la obstruyó parcialmente, haciendo que el caudal se redujera de manera súbita a 1255 l/s, pero igual que las reparaciones anteriores, el caudal de las filtraciones aumentó gradualmente hasta llegar a los 6586 l/s en agosto del año 1999, donde se decidió hacer una cuarta reparación, procediendo a volcar materiales de diferentes granulometrías sobre la losa de concreto, desde la cresta de la presa debido a la premura por la urgencia de bajar el caudal. En esta ocasión, no fue posible garantizar que el material (mucho más grueso que en las reparaciones anteriores), pudiese quedar retenido permanentemente, puesto que no se logró verificar que la granulometría que se indica en los planos del proyecto para esta zona sea la que se utilizó en la obra.

En el periodo marzo - abril del 2000 se exploró la zona problemática y se decidió a rellenar los cráteres existentes, barriendo la superficie del relleno y utilizando un carro que inyecta chorros a presión. (Suárez, 2002)

En el último aforo realizado por HIDROCARIBE a finales del año 2008, se registró un caudal de aproximadamente de 9400 l/s, mayor que el obtenido por el CIDIAT en mayo del 2007. Lo que evidencia que la última reparación perdió su efecto con el transcurso del tiempo.

En el Embalse Turimiquire se presenta una situación muy particular a consecuencia de la fuga, pues la válvula de descarga real prácticamente no se emplea y el caudal requerido se entrega como la suma del caudal de la fuga más el caudal que se sale de la válvula de emergencia abierta totalmente. Por supuesto, esto ocurre por unas circunstancias muy particulares pero indudablemente no es la operación lógica del embalse, alejándose totalmente de la forma de operación planteada originalmente.

3.3.3 Demandas de agua

El sistema hidráulico cuenta con un embalse y su planta de tratamiento con capacidad para potabilizar alrededor de 15000 l/s, aún cuando no esté funcionando a capacidad plena (Walter Verde, ponencia en reunión para el plan de conservación de la cuenca media y alta del río Neverí). El sistema fue diseñado para abastecer a las ciudades Barcelona, Puerto La Cruz, Guanta, Cumaná y la isla de Margarita.

En el 2005, El Ministerio del Ambiente otorgó a PDVSA un Contrato de Concesión de 4000 l/s a dicha empresa, la cual a su vez contrató un estudio sobre las disponibilidades y demandas de agua de toda la región, detallando los siguientes subsistemas que se benefician con el preciado líquido:

➤ Subsistema Cumaná-Margarita.

Conduce el agua a través del túnel de Guayacán, con un diámetro de 3.35 m y 12.7 Km de longitud hasta el portal de Pajarito continuando con una aducción de 1.8 m de diámetro y 17.44 Km de longitud hasta Cumaná, donde parte del caudal se desvía hacia la propia Cumana y parte sigue hacia la península de Araya en donde se entrega parte del flujo en Araya y otros pueblos de la península y parte continua por tuberías submarinas hasta el sitio denominado Los Algodones para su distribución en Margarita.

➤ Subsistema Barcelona-Lechería-Puerto La Cruz-Guanta.

Conduce el agua de la toma de Turimiquire descargándola libremente en el cauce del río Neverí hasta el cimacio de la toma de Caratal, donde es captada, derivada y conducida por una canal de 18 Km de longitud con capacidad de 4150 l/s.

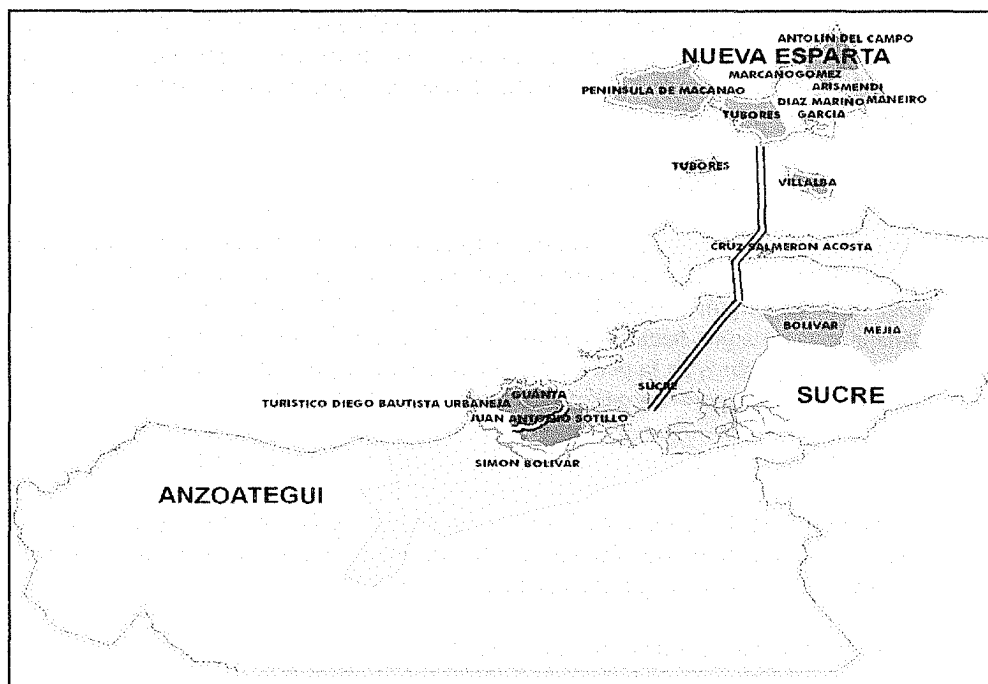
➤ Planta de Tratamiento El Rincón.

Esta parte del caudal sirve a las poblaciones de Puerto La Cruz, Guanta, el Rincón y San Diego y parte se dirige a la Planta de Tratamiento General José Antonio Páez (Los Montones) que abastece a Barcelona, Lechería, Los Canales y El Morro.

➤ Instalaciones industriales de la Refinería Puerto La Cruz de PDVSA y el Complejo Industrial Petrolero y Petroquímico General de División José Antonio Anzoátegui (CIPPA), en la población de José, y que se apoyan en estaciones de bombeo existentes aguas arriba de Los Montones.

➤ Empresas del Grupo Polar, la Coca-Cola y Castor, que se encuentran en la zona, se ven abastecidas por el Complejo Turístico El Morro en Lechería.

De lo descrito anteriormente, se desprende que los municipios beneficiados por el embalse Turimiquire son Simón Bolívar (sin incluir las parroquias Bergantín, Caigua y El Pilar), Juan Antonio Sotillo, Guanta y Diego Bautista Urbaneja en el Estado Anzoátegui, los municipios Bolívar, Mejía, Sucre (excluyendo las parroquias Raúl Leoni y Santa Fe) y Cruz Salmerón Acosta en el Estado Sucre y en principio todos los municipios dentro del Estado Nueva Esparta. Todos los municipios beneficiados se representan en la figura 3.4.



Fuente: Informe CIDIAT, 2008

Figura 3.4. Municipios cuyo abastecimiento proviene del Embalse Turimiquire

3.3.4 Disponibilidad

Según HIDROCARIBE, para el año 2007 se envían 4000 l/s hacia Cumaná a través de una tubería de trasvase. En la vertiente oeste se encuentra una descarga directa sobre el río Neverí de 7500 l/s. De una de las tomas y a través de una válvula de mariposa de 2200 l/s el agua sigue su ruta hacia el Golfo de Cariaco con dos tuberías paralelas que pasan hacia la península en la zona llamada Punta Baja. En este sitio se abastece el sector Oeste de la península, en Araya y el Guamache, para seguir finalmente con una tubería sumergida hasta el estado Nueva Esparta con 1600 l/s de agua. Esta cantidad es variable dependiendo del volumen que se consume durante su vía (incluyendo cría de animales y cultivos) pero se encuentra en el orden de los 200 l/s.

Existen dos tomas de HIDROCARIBE aguas abajo de la presa, Caratal y los Montones, Petroquímica de Venezuela (PEQUIVEN) tiene una toma llamada “La Parchita” que transporta 1500 l/s al Complejo Petroquímico de José, donde es tratada y utilizada con fines industriales y de consumo humano. El complejo de José cuenta con su propia planta de tratamiento de aguas residuales.

CAPITULO 4

METODOLOGIA

El Rio Neverí, es uno de los principales cauces con mayor extensión en la parte Nororiental del país, el cual fue seleccionado en esta investigación, para la simulación hidrológica e hidráulica de su posible comportamiento en el caso de avenidas. En este apartado se muestran los pasos a seguir para la preparación de los datos necesarios, ejecución de los modelos HEC-HMS v. 3.5 y el HEC-RAS v.4.1 y resultados de las corridas respectivamente.

4.1 Preparación de los datos para la simulación hidrológica

La realización de un análisis previo de la información hidrológica de la cuenca, recopilada es un paso fundamental al momento de introducir los datos al modelo de simulación hidrológica HEC-HMS v. 3.5. En este caso, la información de precipitación disponible fue analizada fuera del programa, para determinar los hietogramas necesarios, y poder seguidamente simular los procesos de precipitación-escorrentía en el modelo, estimando los hidrogramas de salida en varias sub-cuencas, para diferentes periodos de retorno. Dicho análisis se explicara detalladamente el capítulo 5.

4.2.1 Análisis de la información Hidroclimática.

Partiendo de informaciones suministradas por el Departamento de Ingeniería Hidrometeorológica de la Universidad Central de Venezuela (UCV), las tormentas fueron analizadas por el Ministerio del Ambiente de los Recursos Naturales (M.A.R.N). En tal sentido, fue posible hacer una revisión detallada, y poder seleccionar un evento, con precipitaciones representativas, en el cual el centro de la tormenta se ubica dentro de los límites de la cuenca.

Adicionalmente, se hizo un análisis de frecuencia, de las precipitaciones máximas registradas en una de las estaciones ubicadas en la parte baja del rio Neverí, entre los años 1968 y 2000, determinando los diferentes periodos de retorno para los cuales se estimaran los hietogramas requeridos por el modelo para la simulación.

4.2 Modelación Hidrológica con HEC-HMS v.3.5

Luego de la determinación de los hietogramas, en lo que refiere a la simulación hidrológica desde la introducción de los datos al modelo hasta la corrida del modelo HEC-HMS v.3.5 se encuentra explicado con detalle en el capítulo N° 6 de esta investigación.

4.2.1 Descripción física de la cuenca del Rio Neverí.

En cuanto a la descripción física de la cuenca, se identifican los elementos hidrológicos disponibles para el modelo de cuenca en el programa: sub cuenca, cauce, embalse, unión de cauces, división o desviación de cauces, fuente de agua y sumidero, los cuales se conectan a una red dendrítica para simular los procesos de escurrimiento.

El modelo posee diferentes métodos disponibles para simular las pérdidas por infiltración y detención (entre los cuales incluyen el número de curva SCS); y para transformar el exceso

de precipitación en la escorrentía superficial, tales como Hidrograma unitario sintético de Clark, Snyder, SCS, el método de onda cinemática, entre otros.

4.2.2 Descripción Meteorológica

Los registros de precipitación se asocian con las sub cuencas que le correspondan, indicando sus coordenadas, para que el HEC-HMS v. 3.5 pueda calcular el promedio para cada una de ellas. El método seleccionado para el análisis histórico de las precipitaciones fue especificado con hietogramas analizados fuera del programa, para utilizar al máximo la información disponible, analizada previamente en el capítulo N° 5.

4.2.3 Especificaciones de control para el modelo

El control de las especificaciones indica los tiempos de simulación donde se incluye fecha y hora de inicio, de finalización de los cálculos, así como los tiempos de optimización, incremento de tiempo con el que se deben realizar los cálculos.

4.2.4 Simulación Hidrológica con el modelo HEC-HMS v3.5

La simulación se crea mediante la combinación del modelo de cuenca, con el modelo meteorológico y el control de las especificaciones, ejecutando las opciones que incluyen la precipitación, la capacidad para guardar toda la información de la cuenca en un punto en el tiempo, y la capacidad de comenzar la ejecución de una simulación a partir de información guardada previamente.

Los resultados de la simulación se pueden ver en cuadros sinópticos que incluyen información sobre flujo máximo y volumen total. Para los elementos hidrológicos están disponibles la serie de tiempo, el cuadro y el gráfico, así como los resultados de múltiples elementos de simulación de diferentes corridas.

4.2.5 Validación del modelo

El método incluido en la sub cuenca para calcular automáticamente la mayoría de los parámetros es mediante la optimización de los ensayos. El flujo puede ser estimado en cualquier elemento aguas arriba del observado. En este caso, debido a no poseer los caudales medidos para el evento seleccionado, se utilizó la metodología de hidrograma adimensional a partir de un hidrograma construido por una avenida del Río Neverí en el año de 1970.

4.3 Modelación Hidráulica con HEC-RAS v.4.1

El HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center-River Analysis System), es un programa que calcula los niveles de la superficie del agua de un flujo gradualmente variado, pudiendo manejarse en un solo río o a través de una red de dendrítica, en régimen subcrítico, supercrítico o la mezcla de ambos. A fines de este estudio, se prepararon los datos con herramientas de la familia HEC, para la construcción de las secciones a partir de un modelo digital de terreno.

4.3.1 Preparación de los datos para la Simulación Hidráulica

4.3.1.1 Utilización del HEC-Geo HMS v.4.2

A partir de un modelo digital de terreno se dispuso a elaborar las capas necesarias para la construcción de la información geométrica, solicitada por el HEC-RAS v.4.1, que por medio de la herramienta HEC-GeoHMS v.4.2, en ArcGis v.9.3, y con base a la imagen digital del terreno de la cuenca, para digitalizar con el menor margen de error, al momento de la elaboración de las secciones transversales a lo largo del río Neverí.

4.3.1.2 Uso del HEC-GeoRAS v.4.2

El uso de esta herramienta busca hacer los archivos elaborados en el tratado inmediato anterior, tengan las extensiones solicitadas por el HEC-RAS v. 4.1 al momento de su importación, en la introducción de los datos al modelo.

4.3.2 Cálculo de parámetros de rotura de la presa.

El Volumen del embalse y el tipo de presa representan dos factores importantes al momento de simular la brecha de falla, es por ello que a partir de estas características, se han desarrollado ecuaciones que se citan en este estudio, para conseguir los parámetros que llevarían a desarrollar escenarios de avenidas en la región.

4.3.3 Modelación con el HEC-RAS v4.1

4.3.3.1 Introducción de los datos Geométricos.

Al ingresar los datos geométricos de debe introducir la forma transversal del cauce de la sección, la distancia de esta sección a la sección que esta aguas abajo, el coeficiente de rugosidad, los bancos de ambos márgenes y los coeficientes de contracción y expansión. En este caso se importa la información previamente preparada con la herramienta HEC-GeoRAS v. 4.2, los que pueden ser representados gráficamente, de forma rápida, con la opción de poder modificar los datos, para obtener una actualización de la misma.

4.3.3.2 Introducción de los datos Hidráulicos.

Para introducir las condiciones de contorno, el HEC-RAS v.4.1 necesita conocerlas por tramo, y poder entonces establecer el nivel de agua inicial en ambos extremos, esto es aguas arriba y aguas abajo del tramo del río. Luego se definen los caudales de cada perfil, para cada sección, correspondiente a un periodo de retorno dado.

4.2.3.3 Resultados de la corrida del HEC-RAS v4.1

La simulación hidráulica con el HEC-RAS v.4.1 se realiza creando un *Plan*, el cual consta de un conjunto de condiciones, previamente determinadas, a partir de los datos geométricos, de los datos hidráulicos y del tipo de régimen (de acuerdo a las condiciones de contorno) que permitan la ejecución del modelo. En los resultados, reflejan los valores de caudal, secciones transversales, inclusive la que representaría la rotura de la presa principal del embalse

Turimiquire, perfiles longitudinales, todo lo anterior a través de gráficos, tablas y en figuras en 3D.

4.3.4 Elaboración del mapa de Inundación en caso de la Rotura de la presa principal del embalse Turimiquire

Los resultados obtenidos en la corrida del modelo HEC-RAS v. 4.1, en los que se observa la rotura de la presa principal del embalse Turimiquire se importan en ArcGis v. 9.3, a fin de construir el mapa con las zonas inundables que pudieran afectar de mayor manera a los sectores poblados cercanos al margen del río Neverí.

4.4 Análisis de los Resultados

Esta etapa refleja el cumplimiento o no de los objetivos fijados al inicio de la investigación, confrontando la simulación con la realidad actual de la presa del Turimiquire.

4.5 Conclusiones y Recomendaciones

Con la finalidad de consolidar los conocimientos adquiridos y analizados a lo largo de la investigación, se sintetizan los criterios reflejando sus aciertos, dificultades y/o recomendaciones para investigaciones posteriores relacionadas con el tema.

www.bdigital.ula.ve

CAPITULO 5

PREPARACIÓN DE LOS DATOS PARA LA SIMULACIÓN HIDROLÓGICA

En el siguiente apartado se explica de forma detallada, el análisis y la disposición de la información hidrometeorológica recopilada para la Cuenca del Río Neverí, representándose a través de tablas y gráficos, con la finalidad de facilitar la introducción de los datos al modelo seleccionado HEC-HMS v.3.5.

5.1 Análisis de Información Hidroclimática

El Río Neverí es un recurso esencial para el desarrollo de las actividades industriales y suministro de agua potable de la zona Nororiental del país, representando una cuenca de montaña, de la cual se ha registrado información por parte del Ministerio del Ambiente y fueron utilizados para el estudio en cuestión.

5.1.1 Precipitación.

Para trabajar con los datos de precipitación se realizó un inventario de las Tormentas registradas en el área de la cuenca. De las tormentas suministradas por Departamento de Ingeniería Hidrometeorológica de la UCV y las tormentas analizadas por el M.A.R.N, fue posible hacer una revisión detallada y seleccionando un evento, con precipitaciones representativas, en el cual el centro de la tormenta se encontró dentro de los límites de la cuenca. Este evento fue la tormenta del 6 de Mayo de 1981, con información horaria, localizada entre los estados Anzoátegui y Sucre, donde las estaciones que registraron dicha tormenta, se encuentran sobre la zona de estudio y en las cercanías de la cuenca. La información de las estaciones pluviográficas se evidencian en la tabla N° 5.1.

Tabla N° 5.1. Estaciones pluviográficas con registro de la Tormenta del 6 de Mayo de 1981.

Nombre de la Estación	Serial	Latitud N	Longitud E
Bajo Negro	1877	10.16920	-64.34860
Bergantin	1796	10.01750	-64.38940
La Corcovada	1790	10.08300	-64.56700
Chaparro-Caserío	1756	10.22750	-64.53000
Querecual	2615	9.95000	-64.48300
San Diego	1770	10.11310	-64.57440
El Guamal	1809	10.33222	-64.23560
Cancamure II	1705	10.3222	-64.2022
Carataquiche	2713	9.95833	-64.57639
San Bernardino	2703	9.9678	-64.7379

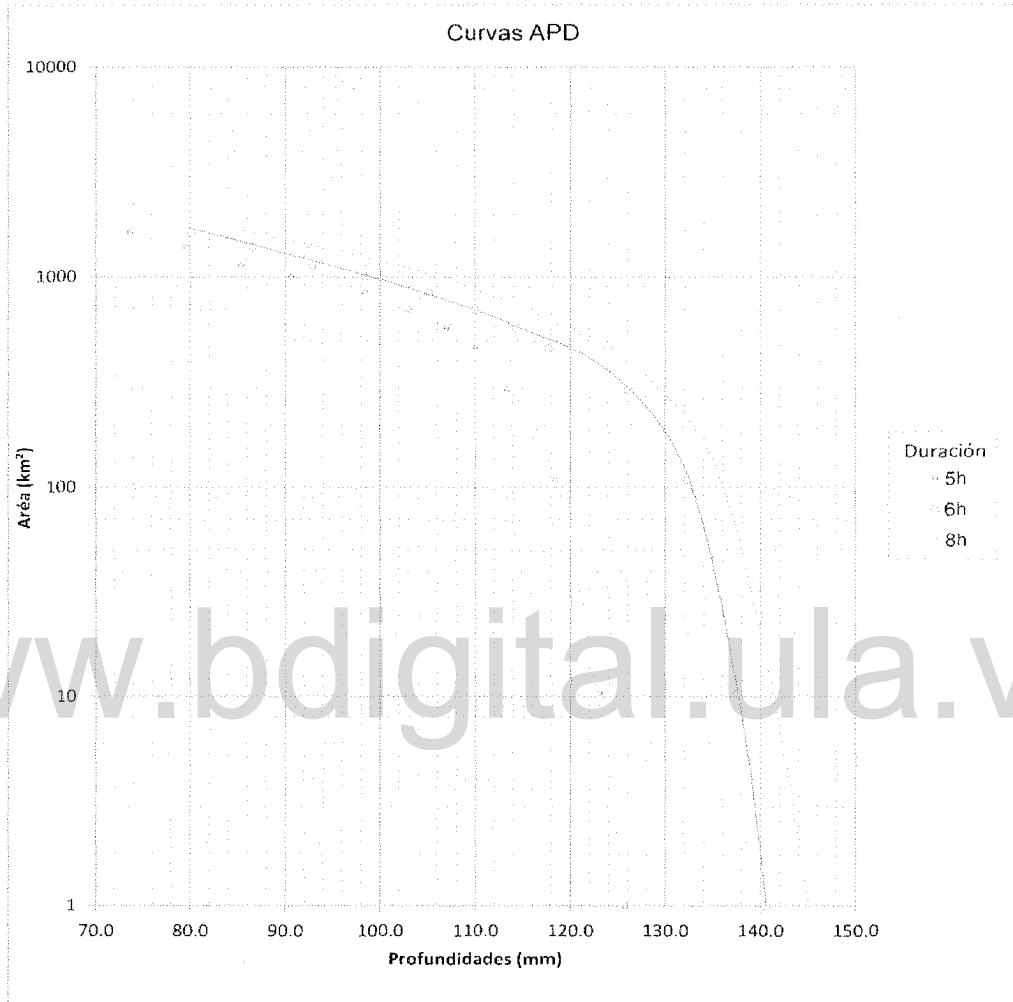
Fuente: Elaboración propia

Dicha tormenta fue analizada por el M.A.R.N. (Anexo 3) y para completar la información se dispuso al cálculo de la precipitación media elaborando el mapa de los polígonos de Thiessen (figura 5.1), ubicando las estaciones antes nombradas, con la finalidad de calcular la relación porcentual del área de influencia de cada una de ellas, con respecto al área total, información necesaria para el estudio hidrológico de la cuenca.

Figura 5.1. Mapa de la cuenca del río Neverí, dividida por polígonos de Thiessen, con sus estaciones pluviográficas.

www.bdigital.ula.ve

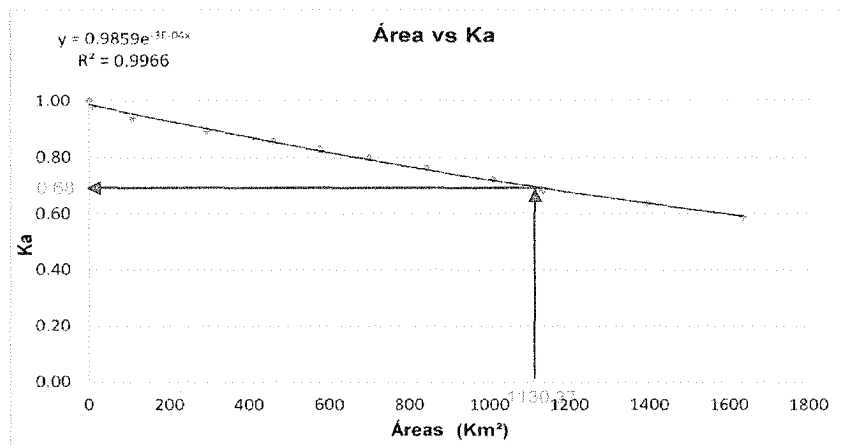
Con los datos de precipitación media fue posible elaborar las curvas APD, necesarias para la obtención del K_a , factor de corrección por área, necesario para la construcción del hietograma de la tormenta seleccionada, con 8 horas de duración, mostradas en la figura 5.2.



Fuente: Elaboración propia

Figura 5.2. Curvas Área-Profundidad-Duración (APD) para 5, 6, 8 horas de duración de la Tormenta del 6 de Mayo de 1981.

Seguidamente, se elaboró la gráfica Área vs K_a , representada en la figura 5.3, con el fin de ubicar el área de la cuenca alta y media del Río Neverí, identificando el K_a correspondiente a este valor.



Fuente: Elaboración propia

Figura 5.3. Valores de Ka.

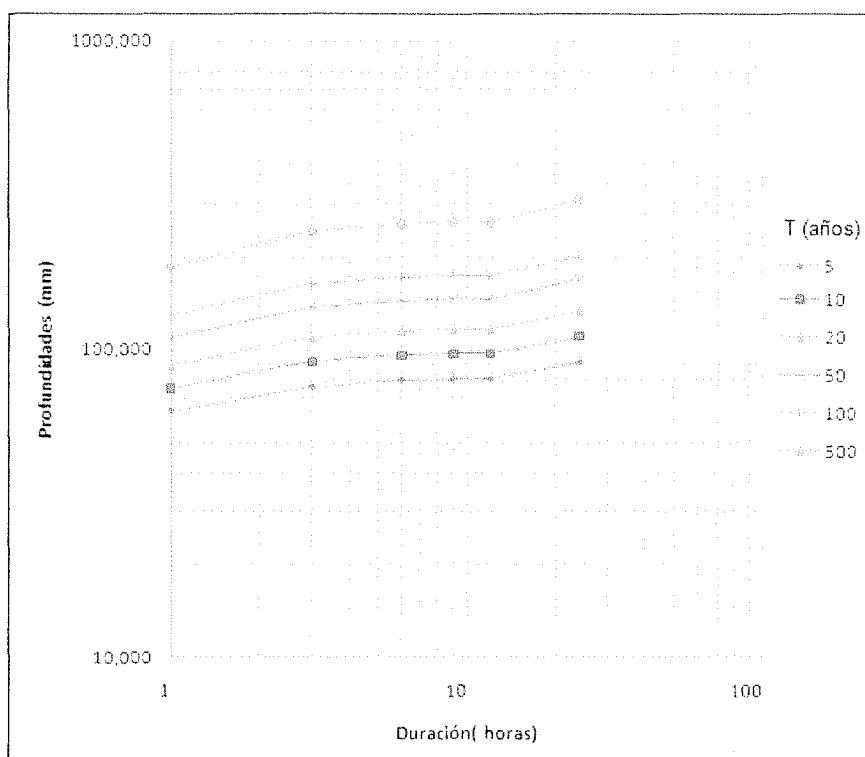
Tomando como base la metodología de Duque (1981), para el análisis de frecuencias, fue posible ajustar a una distribución teórica las precipitaciones máximas, registradas en la estación La Corcovada, entre los años 1968 y 2000, en un rango de tiempo de 1, 3, 6, 9, 12, 24 horas respectivamente. Utilizando el programa Ajuste, se determinó la probabilidad de ocurrencia en ciertos periodos de retorno, para distintas distribuciones estadísticas como la Normal, Log- Normal, Gumbel, Log-Gumbel, Pearson 3 y Log-Pearson 3, para luego hacer un análisis de los datos, seleccionando para el estudio de la variable, la distribución Log-Gumbel, con diferentes periodos de retorno mostrados en la tabla N° 5.2.

Tabla N° 5.2. Ajuste de profundidades en milímetros, a una distribución Log Gumbel en la Estación La Corcovada

T (años)	Duración (horas)					
	1	3	6	9	12	24
5	63.318	76.069	79.715	80.321	80.567	90.826
10	75.193	91.622	96.029	96.906	97.025	110.247
20	88.671	109.522	114.806	116.025	115.964	132.767
50	109.766	137.979	144.666	146.478	146.068	168.879
100	128.803	164.053	172.029	174.43	173.647	202.244
500	186.393	244.734	256.720	261.156	258.964	306.769

Fuente: Elaboración propia

La representación gráfica de los datos obtenidos en la tabla anterior se refleja en la figura 5.4, a través de las Curvas Frecuencia -Duración- Profundidad del análisis de la tormenta en estudio.



Fuente: Elaboración propia

Figura 5.4. Curvas Frecuencia - Duración- Profundidad (FDP).

Con toda esta información es posible determinar finalmente el Hietograma de la tormenta antes mencionada, dato solicitado para la modelación con el HEC-HMS v. 3.5, al momento de crear el modelo meteorológico en la simulación.

La tormenta centrada en la estación Bajo Negro, se afecta con el factor de corrección por área K_a , y se toma para los diferentes periodos de retorno, con 8 horas de duración dando lugar al hietograma de diseño que se muestra en la tabla N° 5.3.

Tabla N° 5.3. Hietograma de diseño, en milímetros.

T (años)	Duración (horas)							
	1	2	3	4	5	6	7	8
5	0.2	12.0	0.5	4.5	17.7	12.7	5.6	1.4
10	0.3	14.5	0.6	5.4	21.4	15.3	6.7	1.6
20	0.3	17.3	0.8	6.5	25.6	18.3	8.1	2.0
50	0.4	21.8	1.0	8.2	32.3	23.1	10.2	2.5
100	0.5	26.0	1.1	9.7	38.4	27.6	12.1	2.9
500	0.7	38.9	1.7	14.6	57.5	41.2	18.1	4.4

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO 6

MODELACIÓN HIDROLÓGICA

El siguiente apartado detalla la forma como se dispusieron los datos, para poder generar valores de caudales que permitirían calcular la zona inundable en caso de crecida del Río Neverí. Para ello, fue necesario organizar dicha información en tablas y gráficos, los cuales resumen la información concreta al momento de introducirlos al modelo HEC-HMS v.3.5, seleccionado de acuerdo a los criterios expuestos en el capítulo II.

6.1 Descripción del modelo HEC-HMS v.3.5

El modelo HEC-HMS (“Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System”) fue diseñado para simular procesos de lluvia-escorrentamiento en sistemas dendríticos de cuencas, siendo un programa gratuito, de dominio público, desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU. Una de sus ventajas consiste en tener la posibilidad de conectarse a un sistema de información geográfica (ArcGIS v.9.3) facilitando al usuario labores antes y después del proceso de simulación.

Dentro del marco del estudio de la información hidrológica, el modelo HEC-HMS, fue el que generó menor cantidad de errores y se aproximó más a los resultados medidos en cuencas venezolanas de alta pendiente, estudiadas por Eterovic en el 2007. Para fines de este estudio, se prepararon los datos, con el objetivo de encontrar resultados óptimos para el caso de la Cuenca del Río Neverí, siendo esta, una cuenca venezolana de una gran extensión y de baja pendiente ubicada en el oriente del país.

6.2 Introducción de los datos al Modelo.

Es la etapa que permite, hacer la descripción física de la cuenca, esquematizándola en subcuencas, para la conceptualización del modelo. Inicialmente se tomó como base el mapa de la zona a escala 1:100 000 (Cartas 7246, 7346, 7446), elaborado en 1964 por Cartografía Nacional, para determinar la delimitación de la cuenca y la ubicación de la hidrografía (parte de la información digital fue suministrada por el CIDIAT en el informe final del estudio de operación para el embalse Turimiquire, 2008). La información disponible digitalizada se muestra a continuación,

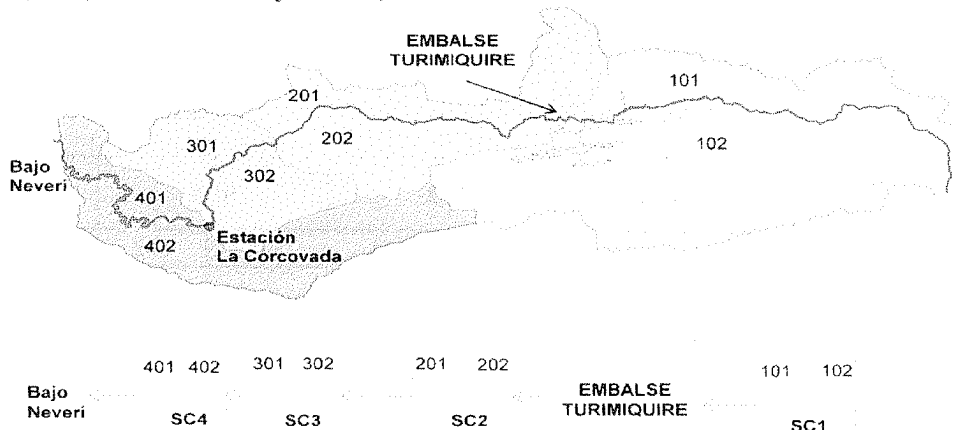
Tabla N° 6.1. Información Digital disponible

Nombre	Tipo	Nombre	Tipo
7246Barcelona.Anzoategui.l.img	XML	Curvasniveleveri.shp	Polyline
7346 SantaFe.Anzoategui.l.img	XML	unembalse.shp	Polygon
7446 Cumanacoa.Sucre.l.img	XML	Estaciones_Caudal.shp	Point
DivisNeveri.shp	Polygon	rios_Neveri.l.shp	Polyline

Fuente: Elaboración propia

Las sub cuencas del Río Neverí fueron delimitadas en ArcGis v.9.3, uniendo pequeñas subcuencas de tributarios al río, para definir 4 subcuencas llamadas SC1,SC2,SC3 y SC4 respectivamente, las cuales muestran ambas vertientes que limitan la trayectoria del mismo (figura 6.1), así como los puntos de tránsito, los cuales fueron: El embalse Turimiquire a la

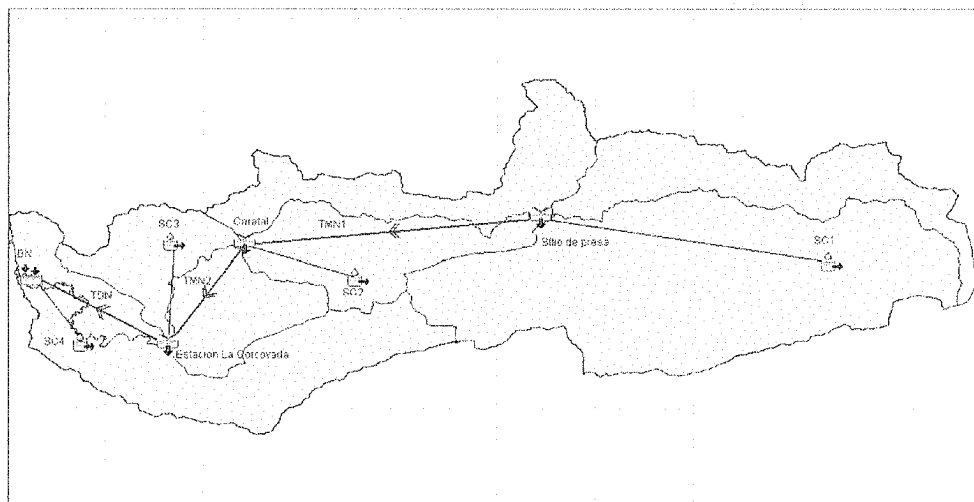
salida de la subcuenca 1 (SC1), y los siguientes puntos de conexión entre las subcuencas SC2, SC3, SC4 hasta el Bajo Neverí, como la desembocadura del Río.



Fuente: Elaboración propia

Figura 6.1. Conceptualización del Modelo HEC-HMS v.3.5 para la cuenca del Río Neverí.

El HEC-HMS v.3.5 traduce esta información (figura 6.1) como la esquematización de la cuenca con sus elementos hidrológicos, conectándolos en el sentido aguas abajo del río, a través de tramos y uniones (o confluencias) hasta llegar al punto donde será generado el hidrograma de salida. En la figura 6.2, el Sitio de presa es el lugar representativo del embalse Turimiquire, Caratál es el punto donde se ubica la toma que lleva el mismo nombre, la estación La Corcovada es el lugar donde se tomó el caudal medido y la desembocadura del río se denomina Bajo Neverí. Esta representación física por el HEC-HMS v. 3.5 se muestra a continuación.



Fuente: Elaboración propia

Figura 6.2. Esquematización física de la Cuenca del Río Neverí del modelo HEC-HMS v.3.5, con los componentes Hidrológicos que la representan: Sub cuencas (SC) Tramos (T), Embalse (Sitio de Presa), Confluencias (Caratál, Estación La Corcovada y Bajo Neverí)

Utilizando la Herramienta ArcGis v.9.3, y las capas mostradas en la tabla N° 6.1, fue posible determinar las pendientes medias para cada vertiente, a fin de construir las tablas N° 6.2 y 6.3, contentivas de la información necesaria para la caracterización de cada uno de los elementos de la cuenca del Río Neverí.

Tabla N° 6.2. Datos de las Sub cuencas del Río Neverí

Sub cuencas	SC1		SC2		SC3		SC4	
	101	102	201	202	301	302	401	402
Vertientes	101	102	201	202	301	302	401	402
Longitud (m)	3374.55	10719.72	4869.97	4303.03	3136.78	3738.24	2779.76	3108.75
Pendiente (m/m)	0.4714	0.5987	0.5365	0.3620	0.3706	0.2791	0.1688	0.1853
Rugosidad (n)	0.4		0.4		0.4		0.4	
% Área	24.46	75.54	52.61	47.39	46.08	53.92	21.69	78.31
CN	74		74		74		85	
Área (Km ²)	136.382	421.083	122.329	110.179	66.684	78.039	45.730	165.103

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 6.3. Datos del Cauce por Sub cuencas.

Sub cuencas	SC1	SC2	SC3	SC4
Longitud (m)	44316.7609	30953.742	14301.768	40281.77
Pendiente(m/m)	0.02505	0.00759	0.004195	0.00759
Coefficiente de Rugosidad (n)	0.038			

Fuente: Elaboración propia

El SCS relaciona el Número de Curva (CN) con el uso de suelo, la cobertura vegetal, la condición de humedad y condición hidrológica antecedente, descritos en el capítulo 2, se determina ubicando el valor en los Anexos A1 y A2 (*Valores del número de curva (CN) para los complejos suelo-cobertura Condición de humedad antecedente II y Número de curva para la condición de humedad antecedente I y III*) de esta investigación, arrojando un valor aproximado de CN para cada subcuenca, dado a que no fue posible encontrar estudios contenientes de esta información. Este valor, de acuerdo a las características geomorfológicas de la zona, las sub-cuencas SC1, SC2, SC3, SC4, poseen un CN característico de bosques, con una condición hidrológica buena, dado a su extensa cobertura vegetal, en suelos de textura franco-arenosa (Grupo de suelo B - Moderadamente bajo de acuerdo al potencial de escorrentía). En particular, la sub-cuenca SC5, presenta suelos con textura franco - arcillosa, aprovechada en su mayoría por cultivos en las zonas pobladas.

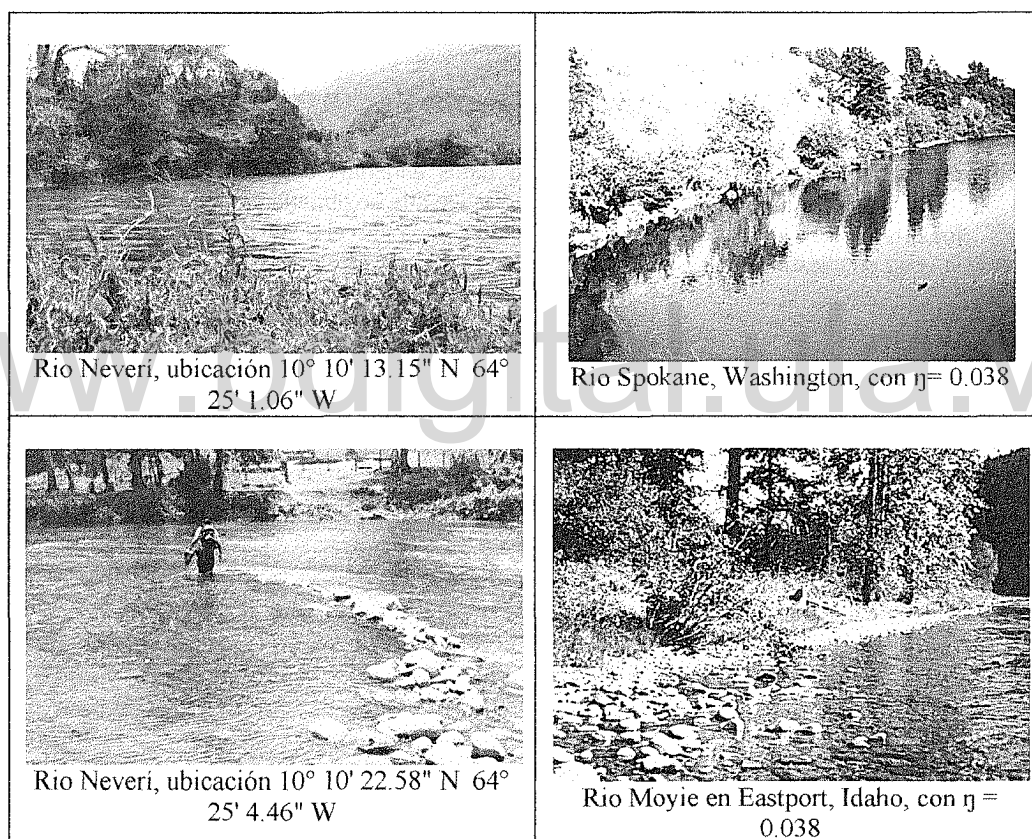
Para este estudio, se supone el caso de humedad antecedente III (tabla N° 2.2), tomándolo como la condición Hidrológica más desfavorable, con más de 52,5 mm de Precipitación acumulada de los 5 días previos al evento en consideración.

En el caso del coeficiente de rugosidad (n) de las vertientes, utilizando la tabla Coeficiente tipo de rugosidad n de Manning para vertientes (Anexo 4), se ubicaron las mismas dentro del

renglón de *soto bosque ligero*, dado a que las condiciones de la cuenca pertenecen, en su totalidad, a las características del Parque Nacional “Mochima”.

El coeficiente de rugosidad de Manning (n) del Río Neverí, se determina a través de una comparación descriptiva por medio de fotos del Río Neverí (extraídas de Google Earth) y Fotografías de los segmentos de llanura de inundación, donde los valores n se han verificado, pudiendo ser utilizado como un estándar de comparación para ayudar en la asignación de este valor. Dicha información fotográfica fué extraída de la *Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and flood plain*, UGSS, en la sección *Surface-Water field Techniques*, documento disponible en internet. Véase la comparación en la Tabla N° 6.4.

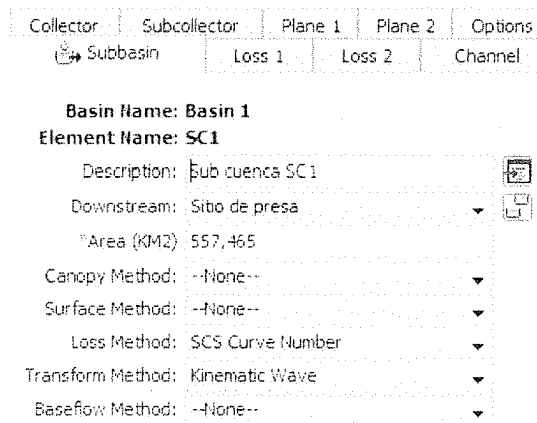
Tabla N° 6.4. Comparación fotográfica del Río Neverí con Ríos estudiados por UGSS, con coeficiente de Rugosidad (n) conocido.



Fuente: Elaboración propia

Debido a las características del río de Neverí se asume, a lo largo del cauce, que es de forma trapezoidal con relación de 2 a 1 de pendiente, y con una base de 15 m.

El método seleccionado para el cálculo de los procesos de separación de la precipitación Neta para toda la cuenca es el de Número de Curva SCS, y para el proceso de transformación de precipitación neta en escorrentía directa es el método de la Onda Cinemática (Ejemplo Figura 6.3).

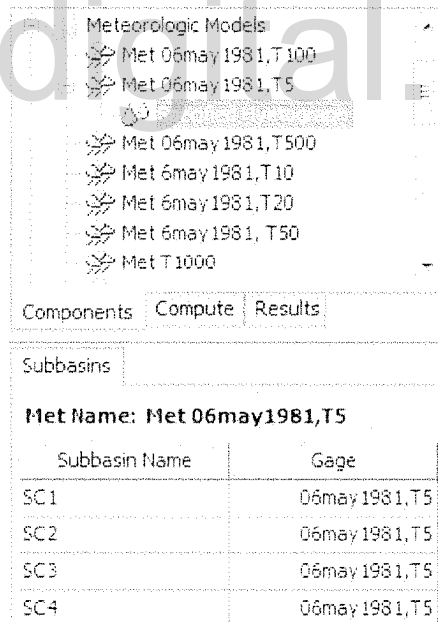


Fuente: Ventana Gráfica del HEC-HMS v.3.5

Figura 6.3. Caracterización de la Subcuenca SC1

6.3 Creación del Modelo Meteorológico del HEC-HMS v.3.5

En este componente es posible designar datos generada en el análisis de la información hidroclimática del Capítulo 5 de este estudio. De allí, se obtiene el hietograma de diseño para los diferentes periodos de retorno, asignando a cada uno el evento del 6 de mayo ocurrido en la zona en cuestion, ingresando los datos en el explorador de cuenca de Series de tiempo.



Fuente: Ventana HEC-HMS v.3.5

Figura 6.4. Explorador de Cuenca del HEC-HMS v.3.5 para la asignación de la tormenta del 6 de mayo de 1981 a cada Periodo de Retorno: T5, T10, T20, T50, T100 y T500 respectivamente.

6.4 Caracterización de las Especificaciones de Control

El componente de las Especificaciones de Control indica el momento en que debe comenzar y terminar los cálculos y el incremento de tiempo necesario para su ejecución. La fecha y hora de inicio coincide con la del evento del 6 de mayo de 1981, en cambio para la finalización, se asume un lapso adicional de 6 horas a fin de incluir el flujo de escorrentía en el cálculo de la corrida del modelo. En el caso del intervalo de tiempo seleccionado para el uso del modelo (*Time Interval*) se toman 10 minutos a fin de que los hidrogramas de salida muestren un comportamiento más suavizado, más cercanos a los hidrogramas reales.

Fuente: Ventana HEC-HMS v.3.5

Figura 6.5 . Control de Especificaciones

6.5 Análisis del modelo HEC-HMS v.3.5

En esta etapa se procedió a realizar la corrida del modelo de la Cuenca del Río Neverí, a fin de conocer la relación del caudal de salida con las alturas y los volúmenes para los diferentes periodos de retorno 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años respectivamente. Los resultados de estas corridas se muestran en las siguientes tablas numeradas: desde la N° 6.5 hasta la N° 6.10.

Tabla N° 6.5. Resumen de resultados para $T_r = 5$ años

Project: CNeveri Simulation Run: Run 1

Start of Run: 06may1981, 11:00 Basin Model: Basin 1
 End of Run: 08may1981, 12:00 Meteorologic Model: Met 06may1981.T5
 Compute Time: 22may2013, 09:38:10 Control Specifications: Control 06may1981

Show Elements: All Elements Volume Units: M3 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SC1	557,465	75,3	06may1981, 22:50	9,37
Rio de presa	557,465	75,3	06may1981, 22:50	9,37
TMN1	557,465	75,3	07may1981, 00:40	8,99
SC2	232,508	44,1	07may1981, 01:10	9,98
Caratal	789,973	119,4	07may1981, 00:40	9,28
TMN2	789,973	119,4	07may1981, 01:10	9,20
SC3	144,723	26,3	07may1981, 01:10	10,00
Estacion La Corcovada	934,896	145,6	07may1981, 01:10	9,32
TEN	934,896	145,6	07may1981, 02:10	9,11
SC4	210,833	43,3	06may1981, 23:50	9,91
BN	1145,529	187,9	07may1981, 00:50	9,26

Fuente: Ventana de Resultados del HEC-HMS v.3.5

Tabla N° 6.6. Resumen de resultados para Tr = 10 años

Project: CNeveri Simulation Run: Run 2

Start of Run: 06may1981, 11:00 Basin Model: Basin 1
 End of Run: 08may1981, 12:00 Meteorologic Model: Met 6may1981,T10
 Compute Time: 22may2013, 09:56:42 Control Specifications: Control 06may1981

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic ▼

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SC1	557,465	158,2	06may1981, 21:10	15,35
Sitio de presa	557,465	158,2	06may1981, 21:10	15,35
TMN1	557,465	158,2	06may1981, 22:30	14,94
SC2	232,508	92,8	06may1981, 22:30	15,98
Caratal	789,973	250,9	06may1981, 22:30	15,24
TMN2	789,973	250,9	06may1981, 22:50	15,15
SC3	144,723	55,3	06may1981, 22:40	16,00
Estacion La Corcovada	934,696	306,2	06may1981, 22:50	15,28
TBN	934,696	306,2	06may1981, 23:40	15,05
SC4	210,833	90,0	06may1981, 22:10	15,92
BN	1145,529	392,8	06may1981, 23:10	15,21

Fuente: Ventana de Resultados del HEC-HMS v.3.5

Tabla N° 6.7. Resumen de resultados para Tr = 20 años

Project: CNeveri Simulation Run: Run 3

Start of Run: 06may1981, 11:00 Basin Model: Basin 1
 End of Run: 08may1981, 12:00 Meteorologic Model: Met 6may1981,T20
 Compute Time: 22may2013, 10:14:51 Control Specifications: Control 06may1981

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic ▼

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SC1	557,465	300,9	06may1981, 20:10	23,32
Sitio de presa	557,465	300,9	06may1981, 20:10	23,32
TMN1	557,465	300,8	06may1981, 21:20	22,87
SC2	232,508	178,0	06may1981, 21:10	23,97
Caratal	789,973	478,7	06may1981, 21:20	23,19
TMN2	789,973	478,6	06may1981, 21:30	23,08
SC3	144,723	106,3	06may1981, 21:10	24,00
Estacion La Corcovada	934,696	584,4	06may1981, 21:30	23,22
TBN	934,696	584,0	06may1981, 22:00	22,97
SC4	210,833	169,5	06may1981, 21:00	23,91
BN	1145,529	746,2	06may1981, 21:50	23,14

Fuente: Ventana de Resultados del HEC-HMS v.3.5

Tabla N° 6.8. Resumen de resultados para Tr = 50 años

Project: CNevert Simulation Run: Run 4

Start of Run: 06may1981, 11:00 Basin Model: Basin 1
 End of Run: 08may1981, 12:00 Meteorologic Model: Met 6may1981, T50
 Compute Time: 22may2013, 10:25:28 Control Specifications: Control 06may1981

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic ▼

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SC1	557,465	613,9	06may1981, 19:10	37,45
Sitio de presa	557,465	613,9	06may1981, 19:10	37,45
TMN1	557,465	613,4	06may1981, 20:10	36,89
SC2	232,508	374,0	06may1981, 19:50	38,09
Caratal	789,973	985,2	06may1981, 20:00	37,24
TMN2	789,973	984,9	06may1981, 20:20	37,13
SC3	144,723	224,6	06may1981, 19:50	38,12
Estacion La Corcovada	934,696	1206,6	06may1981, 20:10	37,28
TBN	934,696	1205,4	06may1981, 20:40	36,96
SC4	210,833	346,5	06may1981, 20:00	38,03
BN	1145,529	1534,5	06may1981, 20:30	37,16

Fuente: Ventana de Resultados del HEC-HMS v.3.5

Tabla N° 6.9. Resumen de resultados para Tr = 100 años

Project: CNevert Simulation Run: Run 5

Start of Run: 06may1981, 11:00 Basin Model: Basin 1
 End of Run: 08may1981, 12:00 Meteorologic Model: Met 06may1981, T100
 Compute Time: 22may2013, 10:35:00 Control Specifications: Control 06may1981

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic ▼

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SC1	557,465	979,3	06may1981, 18:50	51,54
Sitio de presa	557,465	979,3	06may1981, 18:50	51,54
TMN1	557,465	978,8	06may1981, 19:30	50,93
SC2	232,508	610,0	06may1981, 19:20	52,19
Caratal	789,973	1582,3	06may1981, 19:30	51,30
TMN2	789,973	1581,5	06may1981, 19:40	51,17
SC3	144,723	368,8	06may1981, 19:20	52,24
Estacion La Corcovada	934,696	1945,6	06may1981, 19:30	51,34
TBN	934,696	1940,4	06may1981, 20:00	50,97
SC4	210,833	555,5	06may1981, 19:20	52,14
BN	1145,529	2473,9	06may1981, 19:50	51,19

Fuente: Ventana de Resultados del HEC-HMS v.3.5

Tabla N° 6.10. Resumen de resultados para Tr = 500 años

Project: CNeveri Simulation Run: Run 6

Start of Run: 06may1981, 11:00 Basin Model: Basin 1
 End of Run: 06may1981, 12:00 Meteorologic Model: Met 06may1981.T500
 Compute Time: 22may2013, 10:43:20 Control Specifications: Control 06may1981

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SC1	557,465	2468,9	06may1981, 18:10	100,16
Sitio de presa	557,465	2468,9	06may1981, 18:10	100,16
TMH1	557,465	2464,8	06may1981, 18:40	99,18
SC2	232,508	1560,5	06may1981, 18:10	100,85
Caratal	789,973	3956,2	06may1981, 18:30	99,67
TMH2	789,973	3954,7	06may1981, 18:30	99,51
SC3	144,723	960,5	06may1981, 18:10	100,95
Estacion La Corcovada	934,696	4879,7	06may1981, 18:30	99,73
TBN	934,696	4861,0	06may1981, 18:50	99,20
SC4	210,833	1391,6	06may1981, 18:20	100,80
BN	1145,529	6203,1	06may1981, 18:40	99,49

Fuente: Ventana de Resultados del HEC-HMS v.3.5

Todos los resultados de los elementos hidrológicos que se utilizaron para la conceptualización del modelo pueden ser observados en las tablas que se muestran a continuación.

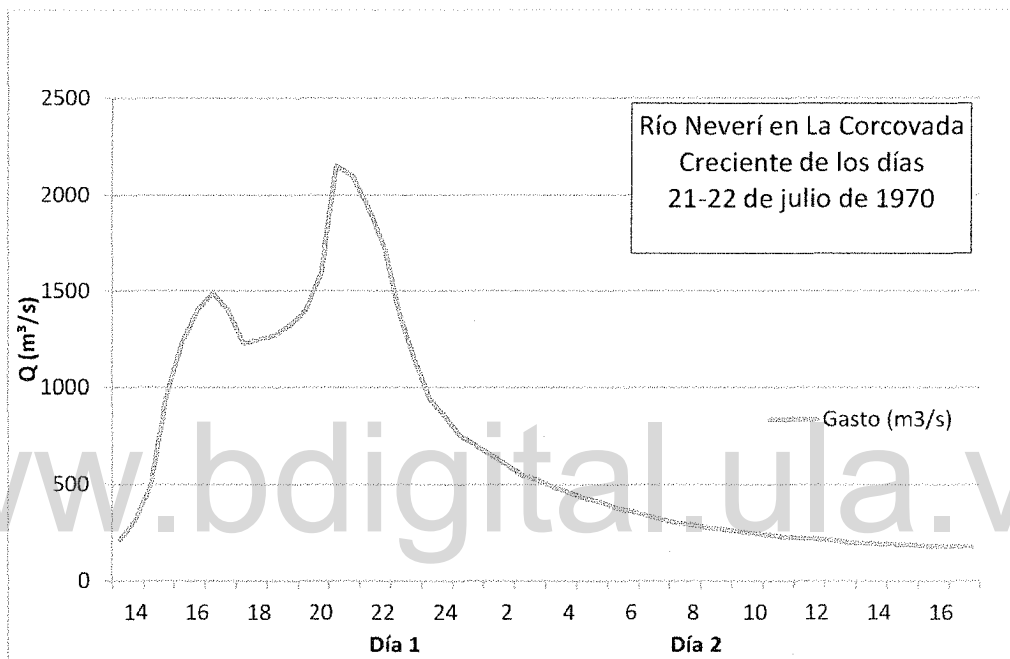
Tabla N° 6.11. Resumen de los resultados de la simulación del río Neverí.

Tr (años)	5		10		20	
Elemento hidrológico	Q _{max} (m ³ /s)	Vol. (mm)	Q _{max} (m ³ /s)	Vol. (mm)	Q _{max} (m ³ /s)	Vol. (mm)
SC1	75.3	9.37	158.2	15.35	300.9	23.32
Sitio de presa	75.3	9.37	158.2	15.35	300.9	23.32
SC2	44.1	9.98	92.8	15.98	178.0	23.97
Caratal	119.4	9.28	250.9	15.24	478.7	23.19
SC3	26.3	10.0	55.3	16.00	106.3	24.00
Estación La Corcovada	145.6	9.32	306.2	15.28	584.4	23.22
SC4	43.3	9.91	90.0	15.92	169.5	23.91
Bajo Neverí	187.9	9.26	392.8	15.21	746.2	23.14
Tr (años)	50		100		500	
Elemento hidrológico	Q _{max} (m ³ /s)	Vol. (mm)	Q _{max} (m ³ /s)	Vol. (mm)	Q _{max} (m ³ /s)	Vol. (mm)
SC1	613.9	37.45	979.3	51.54	2468.9	100.16
Sitio de presa	613.9	37.45	979.3	51.54	2468.9	100.16
SC2	374.0	38.09	610.0	52.19	1560.5	100.85
Caratal	985.2	37.24	1582.3	51.30	3956.2	99.67
SC3	224.6	38.12	368.8	51.24	960.5	100.95
Estación La Corcovada	1206.6	37.28	1945.6	51.34	4879.7	99.73
SC4	346.5	38.03	555.5	52.14	1391.6	100.80
Bajo Neverí	1534.5	37.16	2473.9	51.19	6203.1	99.49

Fuente: Elaboración propia

6.6 Validación del modelo

A partir del estudio elaborado por el Ministerio de Obras Públicas en 1970, denominado “la inundación de Barcelona y sus alrededores en julio de 1970”, es posible tomar el hidrograma elaborado para la tormenta que generó tal evento adverso, medido en la estación La Corcovada, ubicada dentro de la Cuenca del río Neverí (Figura 6.6). Dado a que no se muestran los datos que utilizaron para la elaboración del mismo, se usa la gráfica para desarrollar el método de Hidrograma adimensional, ya que no fue posible conseguir información sobre los caudales fluviales de la tormenta seleccionada para la simulación del HEC-HMS v.3.5.



Fuente: Ministerio de Obras, 1970

Figura 6.6. Hidrograma del Río Neverí en la crecida de julio de 1970

El Caudal pico es de $2150 \text{ m}^3/\text{s}$ y el Tiempo base, por definición de Hidrograma Unitario, se calcula mediante la siguiente expresión:

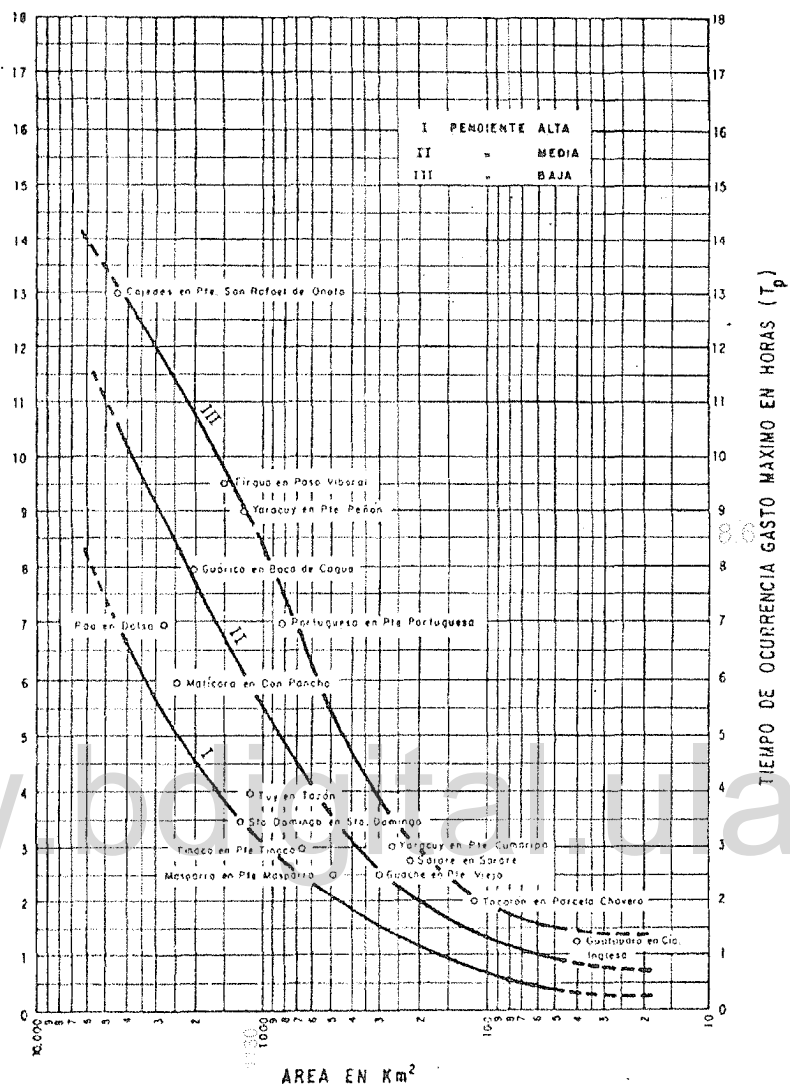
$$t_b = 2.67 * T_p \text{ (Ecuación 6.1)}$$

Donde:

t_b es el Tiempo base, en horas

T_p es el tiempo al pico, momento en el que fue medido el Caudal pico (Q_p), en horas.

Para determinar el T_p , se utilizó la gráfica elaborada por Avellán y Ayala para el caso de cuencas venezolanas, en este caso la cuenca es de pendiente baja. (Figura 6.7)



Fuente: Duque, 1981

Figura 6.7. Estimación de tiempo al pico para el caso de Cuencas Venezolanas, elaborado por Avellán y Ayala

Sustituyendo en la ecuación 6.1, el tiempo base para la tormenta que produjo la crecida del Neverí en 1970 sería:

$$t_b = 2.67 * 8.6$$

$$t_b = 22.8 \text{ horas}$$

Al obtener el T_b y Q_p del hidrograma (Figura 6.7), se dispuso a la construcción de la tabla N° 6.12, con valores de Q/Q_p y T/T_b , con el fin de encontrar un hidrograma adimensional de la cuenca del Río Neverí, el cual pueda multiplicarse el Q_{\max} mensual medido para el mes de mayo de 1981 por las ordenadas y el T_b por las abscisas, a fin de construir un hidrograma con el caudal pico del evento seleccionado para la corrida del modelo.

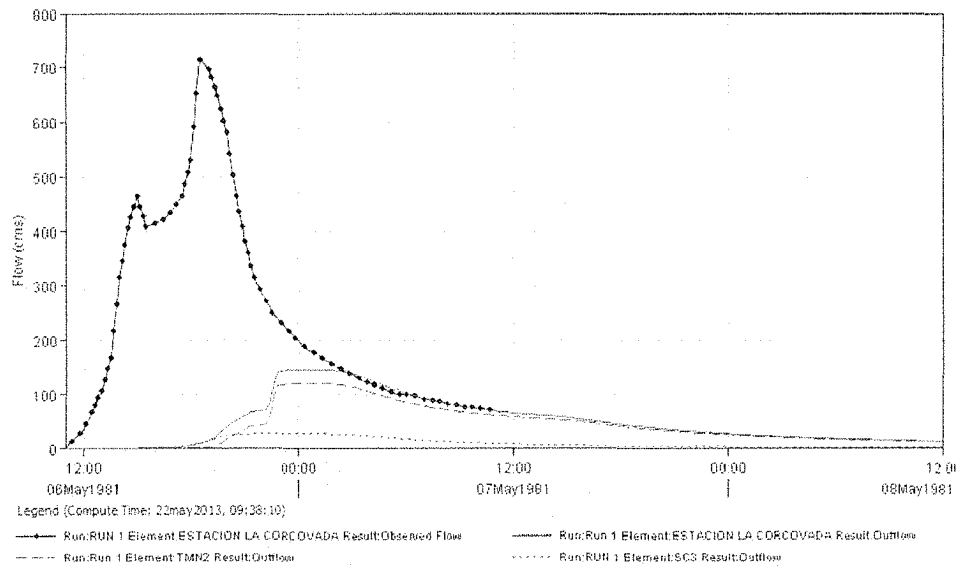
Tabla N° 6.12. Datos para la conversión del Hidrograma adimensional de la Cuenca del Río Neverí de un evento medido en 1970, a un Hidrograma a un Hidrograma contentivo de Qp generado por el evento del 6 de Mayo de 1981

Q	Q/Qp	T	t/t _b	(Q/Qp)Qp Crecida	(T/T _b)T _b Crecida
0	0	0	0	0	0
50	0.02325581	0.5	0.02192982	16.60	0.50
100	0.04651163	1	0.04385965	33.21	1.00
200	0.09302326	1.5	0.06578947	66.42	1.50
210	0.09767442	1.7	0.07456140	69.74	1.70
320	0.14883721	2	0.08771930	106.27	2.00
500	0.23255814	2.5	0.10964912	166.05	2.50
950	0.44186047	3	0.13157895	315.49	3.00
1225	0.56976744	3.5	0.15350877	406.81	3.50
1400	0.65116279	4	0.17543860	464.93	4.00
1490	0.69302326	4.5	0.19736842	494.82	4.50
1400	0.65116279	5	0.21929825	464.93	5.00
1230	0.57209302	5.5	0.24122807	408.47	5.50
1250	0.58139535	6	0.26315789	415.12	6.00
1270	0.59069767	6.5	0.28508772	421.76	6.50
1330	0.61860465	7	0.30701754	441.68	7.00
1400	0.65116279	7.5	0.32894737	464.93	7.50
1600	0.74418605	8	0.35087719	531.35	8.00
2150	1	8.5	0.37280702	714.00	8.50
2100	0.97674419	9	0.39473684	697.40	9.00
1950	0.90697674	9.5	0.41666667	647.58	9.50
1750	0.81395349	10	0.43859649	581.16	10.00
1400	0.65116279	10.5	0.46052632	464.93	10.50
1150	0.53488372	11	0.48245614	381.91	11.00
950	0.44186047	11.5	0.50438596	315.49	11.50
850	0.39534884	12	0.52631579	282.28	12.00
750	0.34883721	12.5	0.54824561	249.07	12.50
700	0.3255814	13	0.57017544	232.47	13.00
650	0.30232558	13.5	0.59210526	215.86	13.50
600	0.27906977	14	0.61403509	199.26	14.00
550	0.25581395	14.5	0.63596491	182.65	14.50
525	0.24418605	15	0.65789474	174.35	15.00

Fuente: Elaboración propia

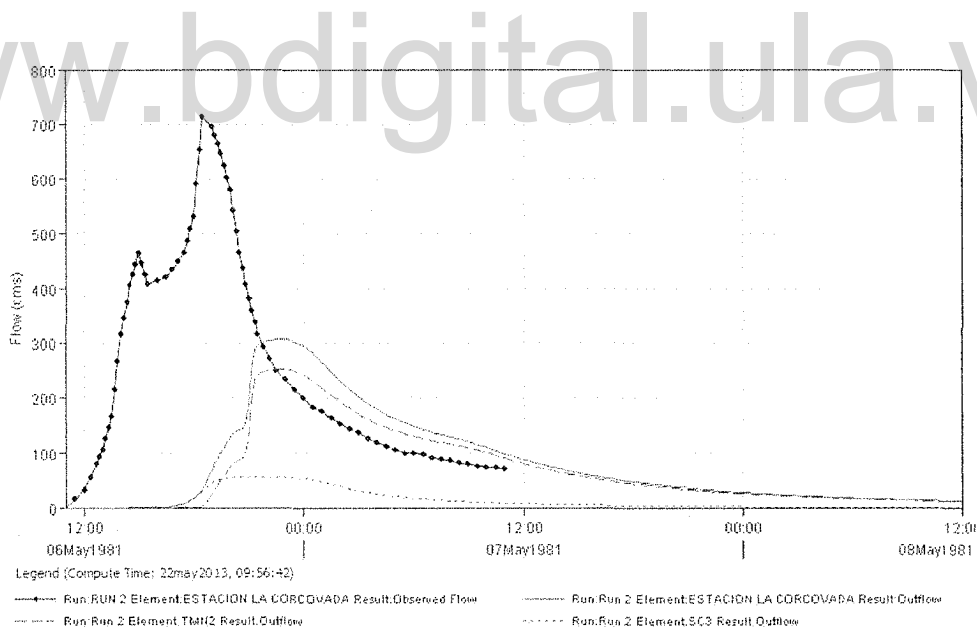
De esta manera, fue posible incluir la información desarrollada anteriormente como dato medido al modelo, logrando hacer una segunda corrida, a fin de obtener resultados comparativos entre el caudal simulado y el caudal observado en la estación de medición La Corcovada y no en la parte mas baja del río, debido a su poca pendiente. Es importante acotar que para la corrida del HEC-HMS v.3.5 no se tomo en cuenta el elemento hidrológico Embalse, dado a que la tormenta utilizada ocurrió antes de la construcción del embalse.

Los hidrogramas obtenidos para estas nuevas corridas, se muestran a continuación, representados en las figuras 6.8, 6.9, 6.10, 6.11, 6.12 y 6.13 para 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años de periodo de retorno respectivamente.



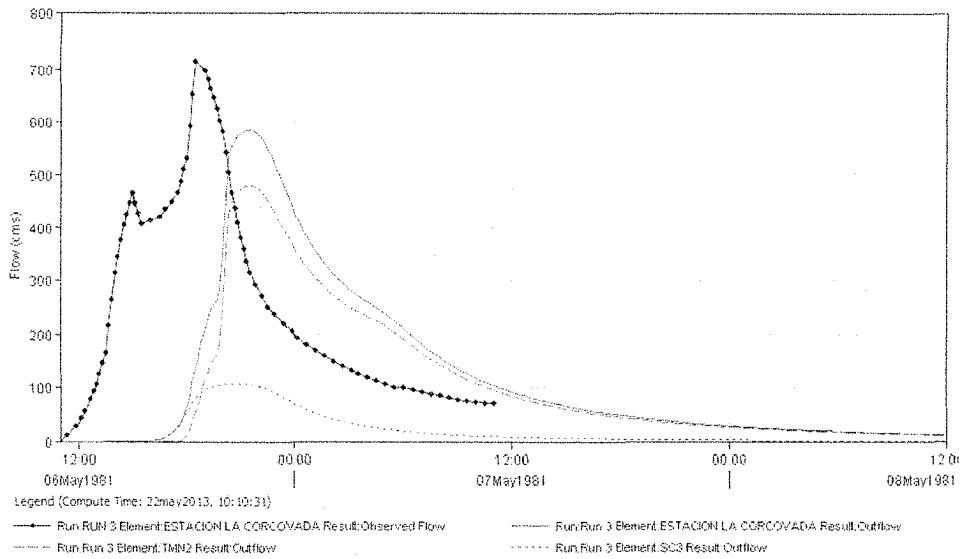
Fuente: Ventana de Resultados del HEC-HMS v.3.5

Figura 6.8. Comparación del Caudal Simulado, y el observado para T=5años en la Estación de medición La Corcovada, con un caudal de 145.6 m³/s.



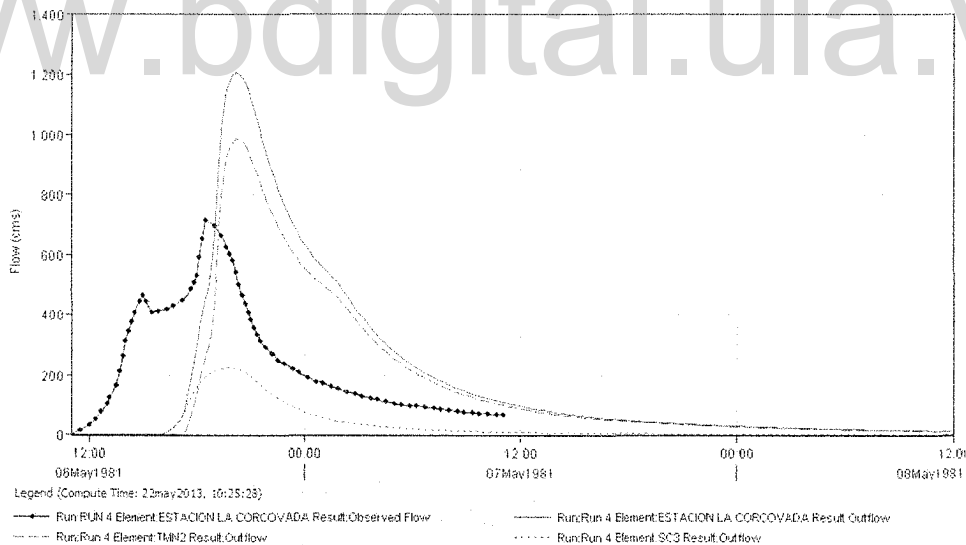
Fuente: Ventana de Resultados del HEC-HMS v.3.5

Figura 6.9. Comparación del Caudal Simulado, y el observado para T=10años en la Estación de medición La Corcovada, con un caudal de 306.2 m³/s.



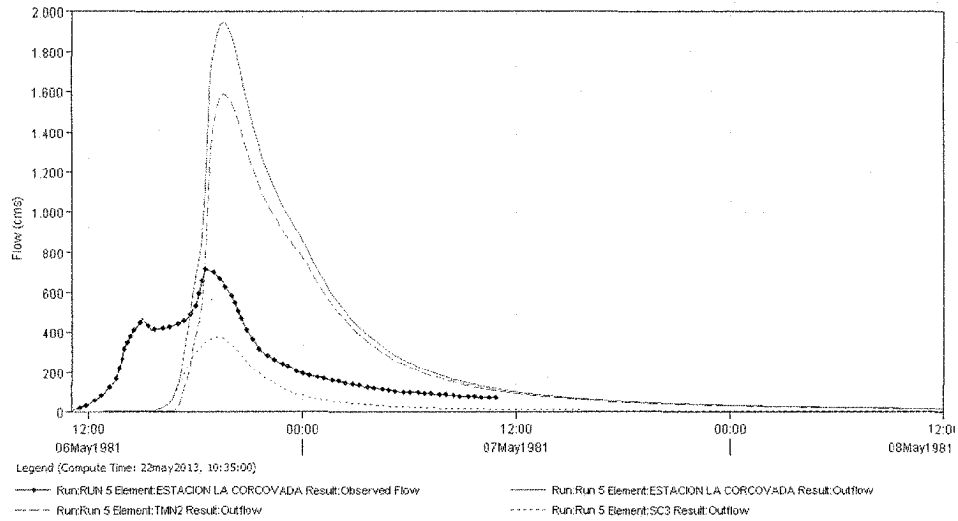
Fuente: Ventana de Resultados del HEC-HMS v.3.5

Figura 6.10. Comparación del Caudal Simulado, y el observado para T=20 años en la Estación de medición La Corcovada, con un caudal de 584.4 m³/s.



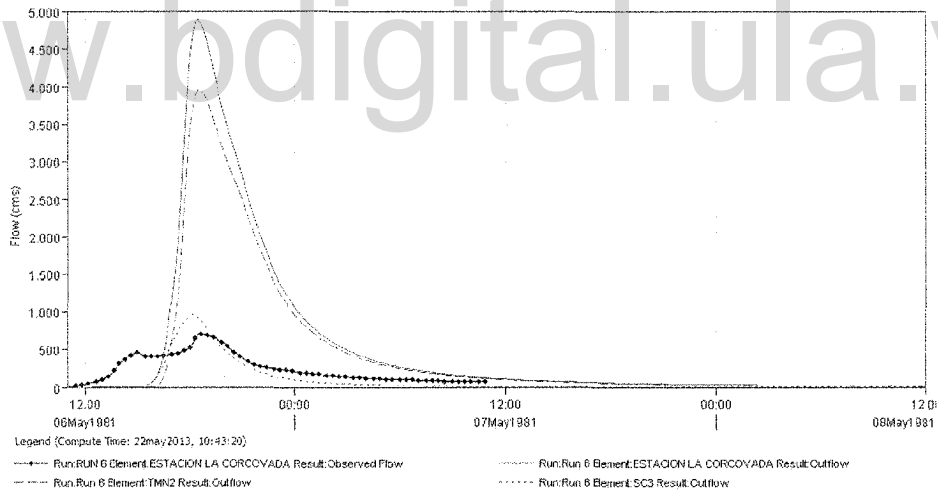
Fuente: Ventana de Resultados del HEC-HMS v.3.5

Figura 6.11. Comparación del Caudal Simulado, y el observado para T=50 años en la Estación de medición La Corcovada, con un caudal de 1206.6 m³/s.



Fuente: Ventana de Resultados del HEC-HMS v.3.5

Figura 6.12. Comparación del Caudal Simulado, y el observado para T=100años en la Estación de medición La Corcovada, con un caudal de 1945.6 m³/s.



Fuente: Ventana de Resultados del Hec-HMS v.3.5

Figura 6.13. Comparación del Caudal Simulado, y el observado para T=500años en la Estación de medición La Corcovada, con un caudal de 4879.7 m³/s

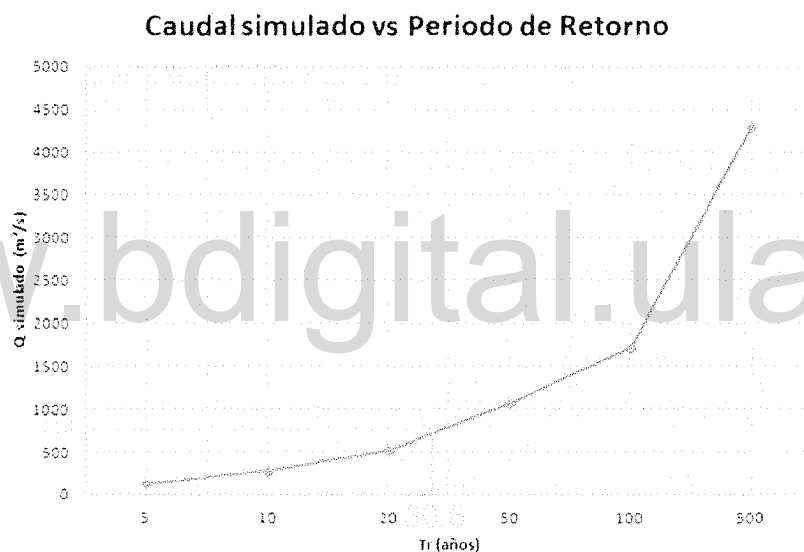
En la tabla N°6.13 se muestra el resumen de esta corrida de validación del modelo y en la que se evidencia que el caudal máximo asumido como medido se encuentra entre 20 y 50 años de periodo de retorno.

Tabla N° 6.13. Relación entre el caudal de salida medido y simulado en la estación La Corcovada, para los diferentes periodos de retorno

Tr (años)	Q_{salida} (m ³ /s) Simulado	Q_{salida} (m ³ /s) Medido
5	129.4	714.0
10	272.1	
20	519.2	
50	1069.4	
100	1718.8	
500	4304.1	

Fuente: Elaboración propia

Seguidamente se elaboró un gráfico en el que ubica el valor del caudal medido, y el periodo de retorno que representaría la creciente que generaría tal valor, el cual se muestra en la figura 6.14.



Fuente: Elaboración propia

Figura 6.14. Relación equivalente del caudal medido con el periodo de Retorno correspondiente a 30.6 años.

Con lo anterior, fue posible hacer una regresión, utilizando la metodología de Duque (1981) para el análisis de frecuencia utilizada en el capítulo anterior, ubicando el periodo de retorno e interpolando los valores de la distribución Gumbel para encontrar el hietograma de la tormenta, introducirlo en el modelo, con la finalidad de hacer una nueva corrida en el HEC-HMS v.3.5. y ver la similitud de los hidrogramas simulado y medido. Seguidamente se muestran los resultados para la corrida de 30.6 años, tabulados y de forma gráfica en la tabla N° 6.14 y en la figura N° 6.15.

Tabla N° 6.14. Resumen de resultados para Tr = 30.6 años

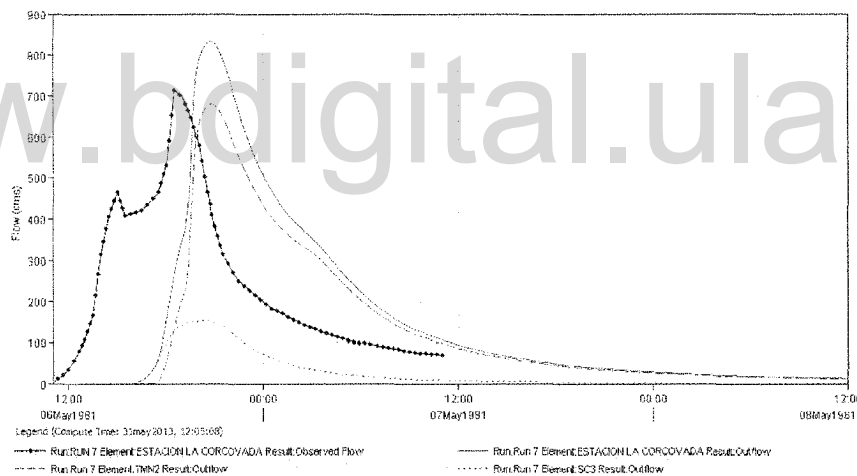
Project: CNeveri Simulation Run: Run 7

Start of Run: 06may1981, 11:00 Basin Model: Basin 1
 End of Run: 08may1981, 12:00 Meteorologic Model: Met T30
 Compute Time: 31may2013, 12:05:08 Control Specifications: Control 06may1981

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SC1	557,465	426,1	06may1981, 19:30	29,35
Sitio de presa	557,465	426,1	06may1981, 19:30	29,35
TMN1	557,465	425,7	06may1981, 20:40	28,86
SC2	232,508	255,5	06may1981, 20:30	30,01
Caratal	789,973	680,7	06may1981, 20:30	29,20
TMN2	789,973	680,5	06may1981, 20:50	29,09
SC3	144,723	152,8	06may1981, 20:20	30,03
Estacion La Corcovada	934,696	831,6	06may1981, 20:50	29,23
TBN	934,696	831,3	06may1981, 21:20	28,94
SC4	210,833	339,8	06may1981, 20:30	29,95
BN	1145,529	1060,4	06may1981, 21:10	29,12

Fuente: Ventana de Resultados del HEC-HMS v.3.5



Fuente: Ventana de Resultados del Hec-HMS v.3.5

Figura 6.15. Comparación del Caudal Simulado, y el observado para T=30.6 años en la Estación de medición La Corcovada, con un caudal de 831.6 m³/s

Todas las tablas contenidas de las salidas del HEC-HMS v.3.5 se encuentran detalladas en el anexo B, en intervalos de 10 minutos, con caudales medidos y observados para cada una de ellas.

CAPITULO 7

MODELACIÓN HIDRÁULICA

A fin de conocer las zonas más vulnerables, al momento de ocurrir una inundación en caso de crecida del Río Neverí, se dispuso a la preparación de los datos para la simulación de la cuenca del mismo, junto a los cuales se adicionan los valores de caudal generados para los diferentes periodos de retorno de la simulación hidrológica, mostrada en el capítulo anterior, con el fin de correr el modelo HEC-RAS v.4.1; y generar resultados que permitan visualizar las zonas con mayor riesgo.

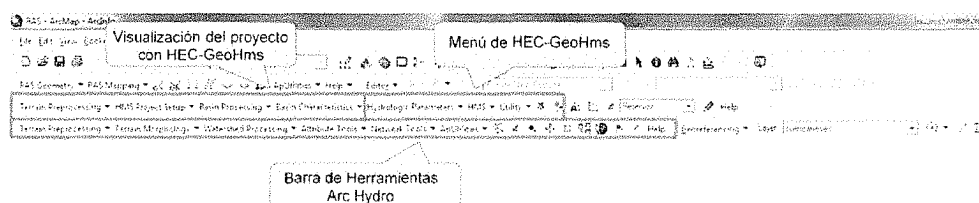
7.2 Preparación de los datos para la Simulación Hidráulica

De acuerdo con la información suministrada por el Departamento de Ingeniería Hidrometeorológica de la Universidad Central de Venezuela (UCV), se cuenta con una imagen digital del terreno de la Cuenca en estudio llamada *cuencaneveri.dem*. A partir de la misma, fue posible generar las capas a utilizar en HEC-RAS v.4.1 para la corrida del modelo. Dado a que el Hec-RAS v.4.1 solicita una imagen de extensión *.dtm* y no *.dem*, fue necesario trabajarla en el sistema de información geográfica ArcGis v.9.3. con las Herramientas HEC-GeoHMS v.4.2 y HEC-GeoRAS v.4.2 a fin de armar el conjunto de capas requerido, para correr el modelo de simulación Hidráulica seleccionado.

7.1.1 Uso de la Herramienta HEC-GeoHMS v.4.2

El HEC-GeoHMS v.4.2 fue utilizado como una interfaz desde ArcGis v.9.3. para procesar y completar los datos de una cuenca, generando un numero de entradas Hidrológicas con formato *.grid*, las cuales permiten al usuario refinar la información digital suministrada y utilizarla en cualquiera de los simuladores de la familia HEC. Para ello, se activó dicha herramienta en el sistema de información geográfica, a fin de generar las capas que describen el patrón de drenaje de la cuenca del Río Neverí, en un orden sistemáticamente establecido, donde la ultima depende de la anterior.

Antes de abrir un documento en ArcGis v.9.3, fue necesario instalar la Herramienta, seleccionando en el menú Tools/Customize y adicionar HEC-GeoRAS v.4.2, permitiendo que aparezcan sus barras de herramientas (Figura 7.1).



Fuente: Ventana gráfica del ArcGis v.9.3.

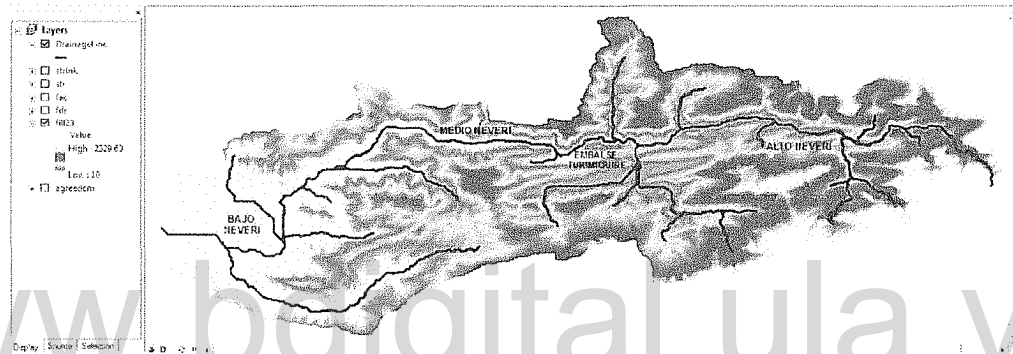
Figura 7.1. Barra de Herramientas en ArcGis v.9.3 del HEC-GeoHMS v.4.2

Los pasos para la elaboración de las capas con HEC-GeoRAS v.4.2, se inician con la creación de un *.dem* sin depresiones, el cual busca rellenar las mismas, aumentando las cotas de las celdas para evitar que el agua se estanque. Para lograrlo, se selecciona en la visualización del proyecto con HEC-GeoRAS v.4.2, la opción de Fill Sinks, como se muestra a continuación, llamando al archivo de salida *fill23*, y tomando como archivo de entrada la imagen *CuencaNeveri.dem*.

Tabla N° 7.1. Capas creadas en ArcGis v.9.3 con HEC-GeoHMS v.4.2

Nombre	Tipo	Características
<i>Fill23.grid</i>	Raster	Relleno de las depresiones u hoyos por el aumento de la elevacion de las celdas a nivel del terreno
<i>Fdr.grid</i>	Raster	Define la direccion de la maxima pendiente para cada celda del terreno.
<i>Fac.grid</i>	Raster	Determina el numero de celdas aguas arriba del drenaje a una celda determinada
<i>Str.grid</i>	Raster	Define la acumulacion del flujo de corriente
<i>Strlnk.grid</i>	Raster	Divide el flujo en segmentos de la corriente
<i>DrainageLine.grid</i>	Raster	Crea una cobertura de flujo de vectores (de la corriente)

Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

Figura 7.4 . Ventana gráfica del ArcGis v.9.3. con las capas elaboradas con ArcHydro del HEC-GeoHMS v.4.2

7.1.2 Utilización del HEC-GeoRAS v.4.2

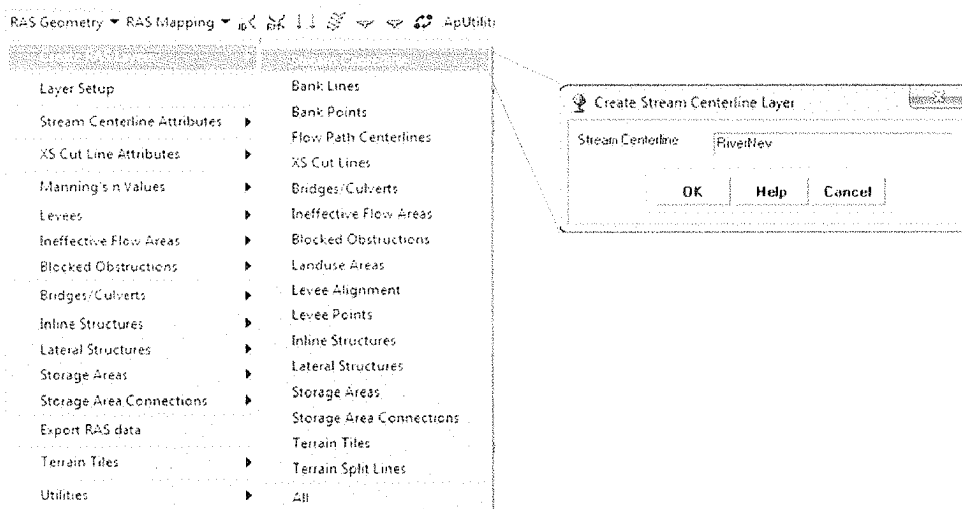
El HEC-GeoRAS v.4.2 es una herramienta que permite crear un archivo base, de datos geométricos, para la importación en el HEC-RAS v.4.1 y también para visualizar los resultados en el caso de ser exportados del mismo. En este segmento se estudiará el caso del archivo de importación, el cual necesita de un modelo digital de terreno (.dtm) y una red de triangulación irregular (TIN). No se dispone de una imagen con esa descripción, pero con la capa obtenida en la utilización de la herramienta HEC-GeoHMS v.4.2, denominada *DrainageLine.grid*, es posible usarla como base para la edición de la capa que representa el Río Neverí, y para el caso del TIN, se construyó en el ArcGis v.9.3 tomando como base la delimitación de la cuenca y las curvas de nivel ya digitalizadas. Al solapar ambas informaciones, se hace coincidir el recorrido del río a fin de minimizar los errores en la digitalización.

Como en el caso del HEC- GeoHMS v. 4.2, se instaló la herramienta HEC-GeoRAS v.4.2. en el computador para activarla en el menú de ArcGis v.9.3 dentro de la barra de herramientas.

Para la construcción de las capas, fue necesario guardar el proyecto (llamado RAS.mxd) y así, a medida que se elaboraban cada una de ellas, la herramienta creaba un archivo paralelo

del mismo nombre, pero con una extensión particular que le permitiría guardar los datos a importar. Este archivo se llamo RAS.mdb.

El primer paso fue agregar la capa *DrainageLine.grid* y el TIN de la cuenca, denominado *TinRasNeveri*, y así comenzar con la digitalización de la capa central de flujo, seleccionando en el menú de *RAS Geometry/ Create Ras Layers/ Stream Centerline*, llamandolo *RiverNev*, como se muestra en la siguiente figura.

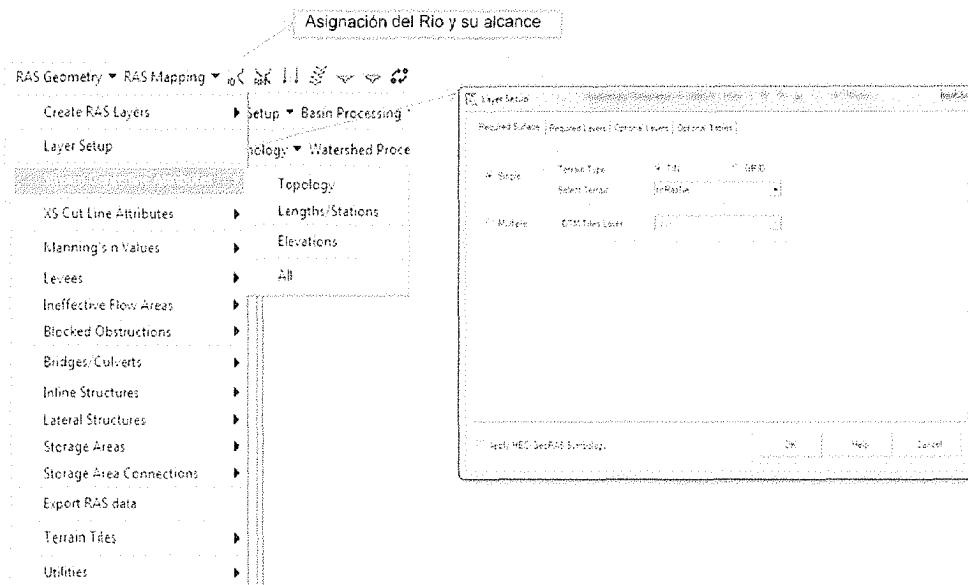


Fuente: Ventana gráfica del ArcGIS v.9.3.

Figura 7.5. Menú de Geometría del HEC-GeoRAS v.4.2

Tomando como base la capa *DrainageLine.grid*, generada con la herramienta HEC-GeoHMS v.4.2, se editó la capa *RiverNev*, siguiendo el cauce principal del Neverí, desde la zona mas alta hasta el final de la parte media del río, es decir la parte que abarca las cuencas SC1, SC2 y SC3 (figura 6.1). No se editó hasta la parte baja del mismo (SC4), debido a que las pendientes en la zona se hacen cada vez mas bajas y el comportamiento del río, se hace incierto por deficit de información de campo (la imagen *CuencaNeveri.dem* y el mapa de la zona a escala 1:100.000 difieren en el curso del Neverí, camino a su desembocadura).

Luego de terminada la edición, se procedió a darle nombre y el alcance de la capa *RiverNev*, a través del botón de asignación del tramo del Río (Figura 7.6), paso necesario para conectar los atributos del río. Seguidamente se procedio a seleccionar como superficie base la imagen llamada *TinRasNev*, en el menú *Ras Geometry/ Layer Setup*, y así, en el mismo menú la opción de *Stream Centerline Attributes*, a fin de escoger una a una las características de superficie de la capa *RiverNev* (*Topology – Lenghts Stations – Elevation*) las cuales se ilustran a continuación. La opción *Elevation* construye una capa adicional en tres dimensiones llamada *XScutLinesNeveri3D*.

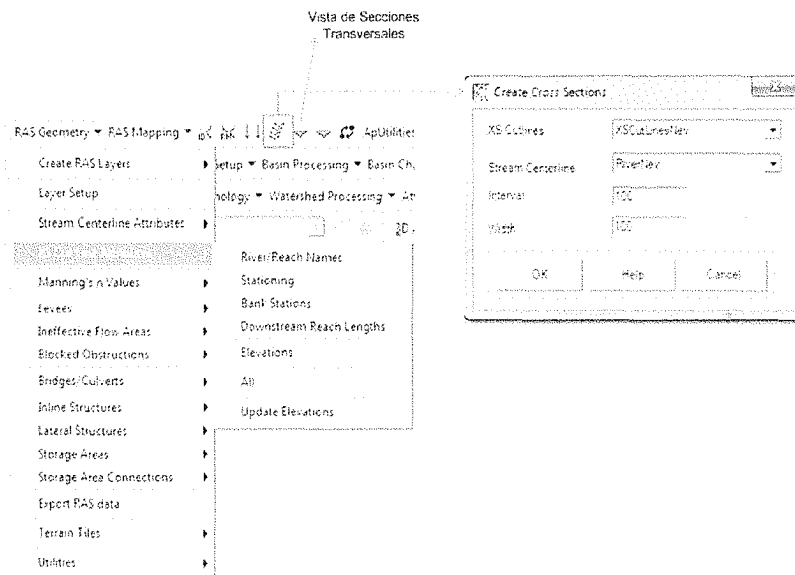


Fuente: Ventana gráfica del ArcGis v.9.3.
Figura 7.6. Menú HEC-GeoRAS v.4.2, para la construcción de los atributos de la capa que describe el cauce del Río Neverí (*RiverNev*).

Para la trayectoria de flujo se genera la capa *FlowpathsNev*, representada con 3 líneas de flujo: el canal principal, izquierdo y derecho. Por defecto, el programa toma como base la capa *RiverNev*, y luego se le asigna la línea de flujo, que en este caso sólo se edita siguiendo el canal principal. Esta capa es necesaria para determinar las longitudes de alcance entre las secciones transversales en el canal principal y las áreas de desbordamiento.

La capa de los bancos del canal llamada *BanksNev*, tiene como función distinguir el canal principal de las áreas de desbordamiento de la llanura aluvial. Su trazado se editó siguiendo el *tinRasNev*, el mapa base digitalizado a escala 1:100 de la zona y las imágenes extraídas de Google Eart debidamente georegerenciadas, a los márgenes del cauce principal representado por *RiverNev*.

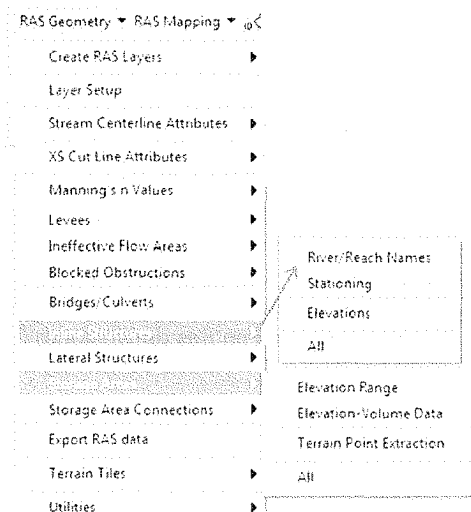
Al crear la capa de las secciones transversales se dispuso a generarlas con la herramienta de *Create Cross sections* en un intervalo de 100m entre ellas, y 100m de ancho, para luego revisar cada sección con el botón de *Vista de secciones transvesales* y editarlas reflejado en la figura 7.7. Para que las secciones transversales tengan profundidades, fue necesario seleccionar en el menú *RAS Geometry/ XSCutLine Attributes*, similar a los atributos de la capa *RiverNev*, identificando el Río, el tramo, las cotas y la distancia a la que se encuentra cada punto de margen del cauce con la sección transversal. Con la opción *Elevations*, el programa construyó una capa adicional en tres dimensiones llamada *XSCutLinesNev3D*.



Fuente: Ventana gráfica del ArcGis v.9.3.

Figura 7.7 Menú HEC-GeoRAS v.4.2, para la construcción de los atributos de la capa que describe las secciones transversales (*XSCutLinesNev*).

Para representar la presa principal y el embalse fue necesario construir las capas *InlineStructureNev* y *StorageAreasNev* respectivamente. Siguiendo los mismos pasos para la construcción de una capa en HEC-GeoRAS v. 4.2, se edita la presa como si fuese una sección transversal y el embalse como un polígono. Las características de superficie se asignan luego de guardar la edición, en el menú para cada una de ellas, identificando el tramo del río y la elevación, ésta última permite la creación de las capas *InlineStructuresturim3D* y *StoragePts*. El resto de la información de la estructura será completada en HEC-Ras v.4.1.



Fuente: Ventana gráfica del ArcGis v.9.3.

Figura 7.8. Menú HEC-GeoRAS v.4.2, para la construcción de los atributos de la capa que describe al Embalse Turimiquire (*InlineStructureNev* - *StorageAreasNev*).

En el caso del uso de la tierra, se construyó la capa *LandUseNev*, tomando como base la capa de *conceptualización.shp* elaborada para la corrida del HEC-HMS v.3.5. del apartado 4 y tomando como coeficiente de rugosidad para toda la cuenca $\eta = 0.4$. (ver tabla N°7.2)

Tabla N° 7.2. Capas Atributos de la capa *LandUseNev* con HEC-GeoHMS v.4.2

Shape	OBJECTID	Shape_Length	Shape_Area	LUCODE	N_Value
Polygon	1	112722.90422	230412627.809202	-1100	0.4
Polygon	2	24840.264756	20016646.161564	-1100	0.4
Polygon	3	48608.202756	5124429.277396	-1100	0.4
Polygon	4	59318.248756	5455666.374315	-1100	0.4
Polygon	5	161222.6462	557547616.270783	-1100	0.4
Polygon	6	123466.6434	226427621.221791	-1100	0.4

Fuente: Ventana gráfica del ArcGis v.9.3.

Las características de las capas desarrolladas en este paso, denominadas por el programa ArcGis v.9.3. como *Personal Geodatabase Feature class*, se muestran a continuación.

Tabla N° 7.3. Capas creadas en ArcGis v.9.3 con HEC-GeoRAS v.4.2

Nombre	Tipo	Características
<i>RiverNev</i>	Line	Capa central de la corriente
<i>RiverNeveri3D</i>	Line	Capa central de la corriente en 3D
<i>BankNeveri</i>	Line	Capa que muestra ambos márgenes del Río (Izquierdo y derecho)
<i>FlowpathsNeveri</i>	Line	Trayectoria de la capa central
<i>XScutLinesNeveri</i>	Line	Capa de Secciones Transversales
<i>XScutLinesNeveri3D</i>	Line	Capa de Secciones Transversales en3D
<i>LandUseNeveri</i>	Polygon	Capa de Uso de la tierra
<i>InlineStructuresturim</i>	Line	Capa de estructuras en línea
<i>InlineStructuresturim3D</i>	Line	Capa de estructuras en línea
<i>StorageAreasNev</i>	Polygon	Capa de Areas de Almacenamiento
<i>StoragePtsNev</i>	Point	Capa de puntos de elevacion del terreno en el area de Almacenamiento

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, en el menú RAS Geometry se selecciona la opción *Export RAS data* se identifica toda la información en un archivo denominado *GIS4RAS2306.RASImport*, el cual es el archivo contentivo con todos los datos digitalizados y que serán importados por el Hec-RAS v.4.2, debidamente georeferenciado y listo para trabajarlo.

La representación gráfica de las capas construidas anteriormente, se muestra en la figura 7.9

Figura 7.9. Mapa de la Cuenca del Río Neverí, con las capas construidas con HEC-GeoRas v.4.2

www.bdigital.ula.ve

7.2 Cálculo de parámetros de Rotura de presa.

Existen diversos autores que han desarrollado estimaciones de los parámetros de rotura y que dependiendo de las características de los casos estudiados, son aplicables para una presa en particular. En este sentido, se tomaron tres de las ecuaciones propuestas para el caso de rotura de presas de materiales sueltos (tierra y enrocado) en la publicación de *Engineering Guidelines for the Evaluation of Projects Prediction of embankment Dam breach Parameters*, jul 1998, descritas a continuación.

U. S. Bureau of Reclamation, descrita en 1988, expresa dos ecuaciones, una para relacionar el ancho de la brecha con la profundidad del agua del embalse, y otra para estimar el tiempo de desarrollo de la brecha en función del ancho calculado. Los valores que sugieren no buscan producir predicciones precisas del caudal máximo de descarga a través de la brecha, sino un valor conservador.

Von Thun y Gillette y Dewey y Gillette, basándose en 57 estudios de rotura, para 1993, desarrollaron una guía para estimar el ancho de la brecha a la altura media y el tiempo de falla, utilizando un coeficiente en función del almacenamiento en el embalse, descrita a continuación.

Tabla N°7.4 . Valores Cb, calculado por VonThun y Gillette según la capacidad de almacenamiento del embalse.

Tamaño del Embalse ($10^6 m^3$)	Cb(m)
<1.23	6.1
1.23 a 6.17	18.3
6.17 a 12.3	42.7
>12.3	54.9

Fuente: Prediction of Embankment Dam Breach Parameters, Dam Safety Office, Water Resources Research Laboratory, 1998.

Froehlich propone, en 1995, dos fórmulas para calcular el ancho medio de la brecha y su tiempo de formación, en función de la profundidad final de la brecha y del volumen de agua por encima del fondo de la misma, empleando un coeficiente llamándolo K_0 , que según se haya producido la rotura por rebosamiento (*overtopping*) o por tubificación (*pipping*); siendo 1.4 y 0.9 respectivamente.

De acuerdo a lo anterior, se construyó la tabla N° 7.5, mostrando las ecuaciones con los parámetros a desarrollar en el caso de rotura de presa en esta investigación. Para calcularlos, se dispuso a ejecutar las ecuaciones empíricas expuestas en la tabla, utilizando como datos de entrada: la altura de la presa principal del Turimiquire de 113m y el Volumen del embalse que es de $423.94 \times 10^6 m^3$, suponiendo que la profundidad de la brecha es hasta el punto mas bajo de la presa.

Tabla N° 7.5. Ecuaciones de predicción para la formulación de la brecha.

Autor	Ecuaciones propuestas en unidades en Sistema SI	Descripción de variables
U. S. Bureau of Reclamation (1988)	$B = (3)h_w \text{ (Ecuación 7.1)}$ $T_f = (0.011)B \text{ (Ecuación 7.2)}$ Forma de la brecha: trapezoidal y triangular	B , Ancho de la brecha. h_w , Profundidad del agua sobre el piso de la brecha. T_f , Tiempo de formación de la brecha.
Von Thun y Gillette (1990) y Dewey y Gillette (1993)	$B = 2.5h_w + C_b \text{ (Ecuación 7.3)}$ $T_f = \frac{B}{4h_w} \text{ (Ecuación 7.4)}$ (Material resistente a la erosión) Forma de la brecha: trapezoidal, con 1h:1v	B , Ancho de la brecha. C_b , Coeficiente en función del almacenamiento del embalse. h_w , Profundidad del agua sobre el piso de la brecha. T_f , Tiempo de formación de la brecha.
Froehlich (1995)	$\bar{B} = 0.1803K_0V_w^{0.32}h_b^{0.19} \text{ (Ecuación 7.5)}$ $T_f = 0.00254V_w^{0.53}h_b^{(-0.90)} \text{ (Ecuación 7.6)}$ $K_0 = 1.4$ Para desbordamiento, $K_0 = 1.0$ de otra forma. Forma de la brecha: trapezoidal y triangular	\bar{B} , Ancho promedio de la brecha. V_w , volumen de agua sobre el invertido de la brecha en el tiempo de inicio de la misma. h_b , Altura de la brecha. T_f , Tiempo de formación de la brecha.

Fuente: Elaboración propia.

Suponiendo para todos los casos que se genera por desbordamiento, los parámetros calculados quedarían de la siguiente manera.

U. S. Bureau of Reclamation

Con la ecuación 7.1, el ancho de la brecha queda:

$$B = (3)h_w, \text{ donde}$$

$$h_w = \text{Cota de aguas normales} - (\text{Cota de la cresta} - \text{Altura de la presa})$$

$$h_w = 328.8 - (336 - 113)$$

$$h_w = 105.8$$

Entonces

$$B = (3)105.8 = 317.4 \text{ m.}$$

Con la ecuación 7.2 se tiene:

$$T_f = (0.011)317.4 = 1.16 \approx 1 \text{ hora}$$

Von Thun y Gillette y Dewey y Gillette

Con la ecuación 7.3, el ancho de la brecha se expresa:

$$B = 2.5h_w + C_b$$

donde

$$C_b = 54.9 \text{ (según la tabla N°28)}$$

Entonces

$$B = 2.5(105.8) + 54.9 = 319.4 \text{ m.}$$

Aplicando la ecuación 7.4, el tiempo de formación de la brecha es:

$$T_f = \frac{319.4}{4(105.8)} = 0.75 \text{ horas}$$

Froehlich

Con la ecuación 7.5, el ancho promedio de la brecha queda:

$$\bar{B} = 0.1803 K_o V_w^{0.32} h_b^{0.19}$$

Donde

$$K_o = 1.4$$

Entonces

$$\bar{B} = 0.1803(1.4)(423.94 * 10^6)^{(0.32)} (113)^{0.19} = 357.228 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación 7.6, el tiempo es:

$$T_f = 0.00254 * (423.94 * 10^6)^{(0.53)} (113)^{(-0.90)} = 1.347 \approx 1.4 \text{ horas}$$

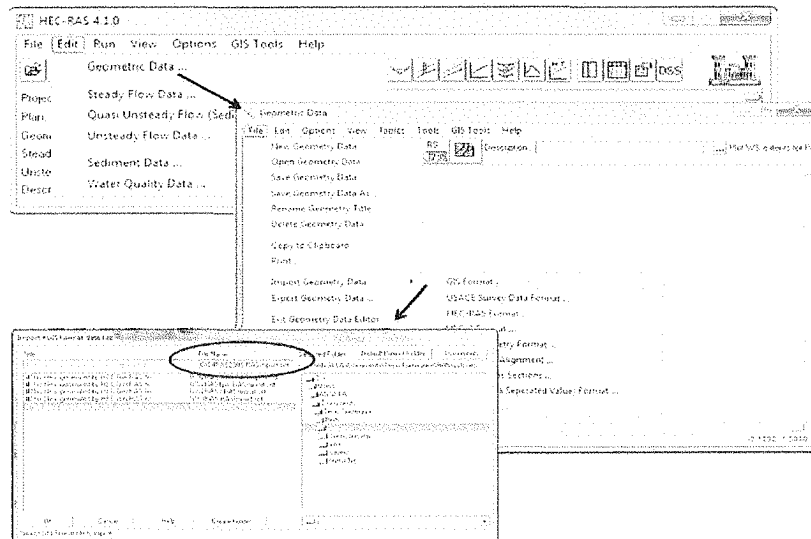
7.3 Modelación con el HEC-RAS v.4.1

El HEC-RAS v.4.1 es un programa de modelación hidrológica que permite la predicción del área de inundación de un río para diferentes periodos de retorno, siendo esta información de gran ayuda al momento de elaborar un plan de emergencia en caso de crecidas. Dado a que el río Neverí no está exento de la afectación de lluvias que pudiesen generar tales circunstancias, se procedió a la modelación de la cuenca a fin de estudiar tal comportamiento, pues su parte más alta se encuentra el complejo hidráulico Turimiquire, responsable de gran parte de satisfacer la demanda de agua en la zona Nororiental del país.

7.3.1 Introducción de los datos geométricos al modelo

En la pantalla de inicio del HEC-RAS v.4.1, se seleccionó la Ruta *Edit / Geometric Data / Import Geometric Data / GIS Format*, a fin de abrir el archivo guardado con el nombre

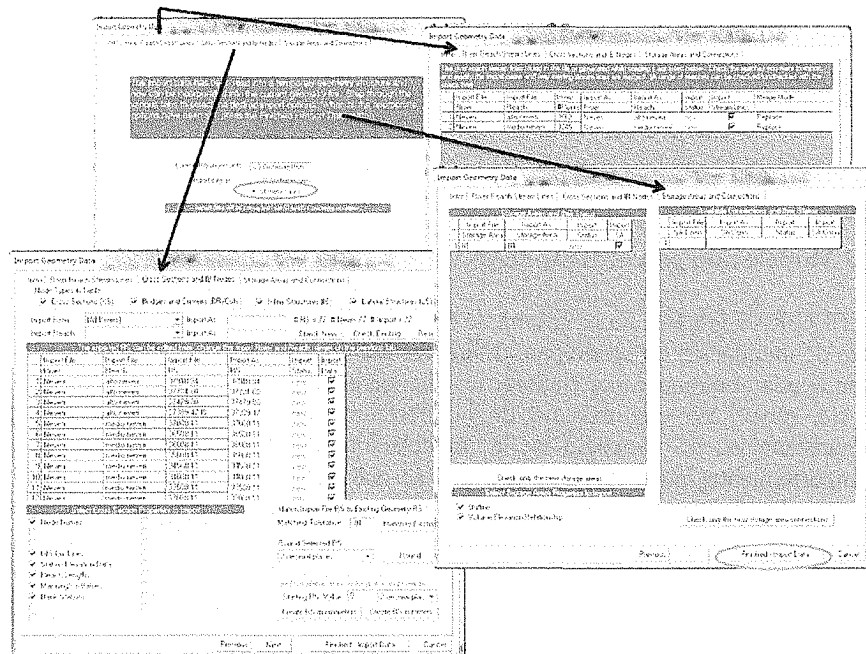
GIS4RAS2306.RASImport.sdf, el cual contiene la información generada con la herramienta HEC-GeoRAS v.4.2, tal como se muestra a continuación.



Fuente: Ventana gráfica del HEC-RAS v.4.1.

Figura 7.10. Introducción de los datos geométricos.

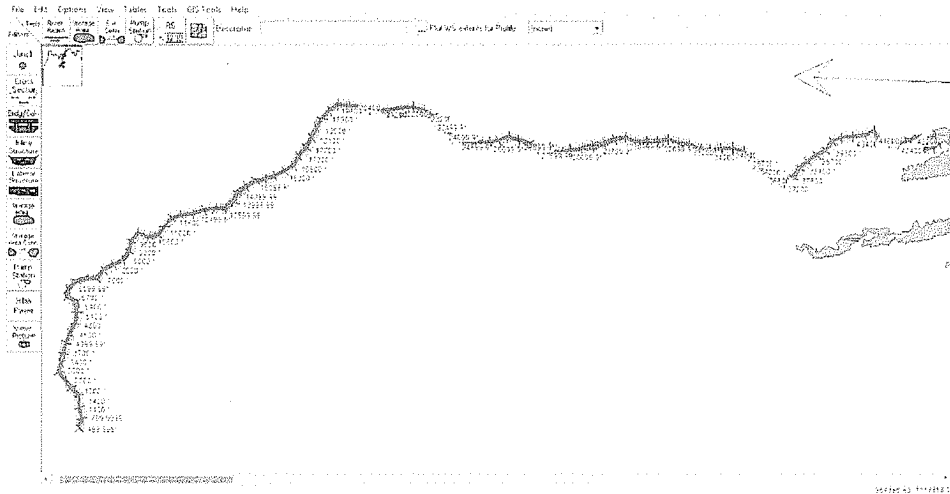
Seguidamente, el programa solicita que se le indique en que unidades se van a importar los datos, las cuales, para fines de este estudio, se escogieron las unidades metricas. Al aceptar, aparecen tres ventanas que muestran las capas representativas del río Neverí, las secciones y el Embalse, con la finalidad de mostrar los datos a importar, luego se pulsa el boton de finalizar.



Fuente: Ventana gráfica del HEC-RAS v.4.1

Figura 7.11. Importación de los datos geométricos.

Inmediatamente después, apareció la representación gráfica de los datos mencionados en la pantalla de edición de los datos geométricos del HEC-RAS v.4.1. (Figura 7.12)

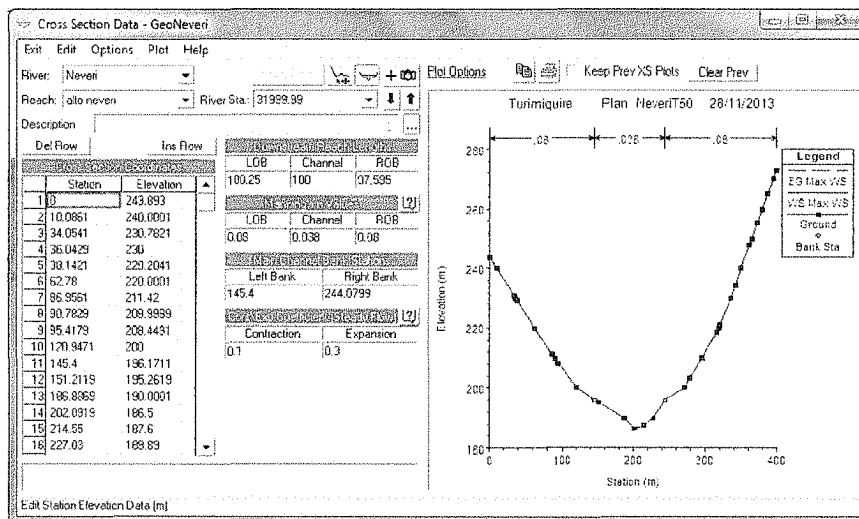


Fuente: Ventana gráfica del HEC-RAS v.4.1

Figura 7.12 Esquematación de los datos geométricos en la pantalla de edición, desde la salida del embalse, hasta la estación de medición de Caudal.

Al guardar el proyecto, también fue posible guardar los datos geométricos con otro nombre, a fin de trabajar con mayor comodidad, ya que fue necesario completar la información referente a las secciones y el embalse.

Cada sección fue revisada, asignando para cada una de ellas, el coeficiente de rugosidad de Manning (n) tanto para el fondo del río como a sus vertientes. En el primer caso, el coeficiente de rugosidad tomado para el cauce del río Neverí fue de $n=0.038$, utilizado en la simulación hidrológica del capítulo 6 de este estudio y para los márgenes derecho e izquierdo del cauce se tomó $n=0.08$. Para ilustrar la revisión se muestra un ejemplo en la figura 7.13.



Fuente: Ventana gráfica del HEC-Ras v.4.1

Figura 7.13. Sección Transversal, en el editor de datos geométricos.

En el caso del embalse, se introducen los datos de la curva Elevación- Área – Capacidad realizados en el estudio para la operación de embalses elaborado por parte del CIDIAT en el 2008, quienes hicieron una comparación de la Curva Original con la desarrollada para la fecha (tabla N° 7.6), con el fin de determinar el volumen que se perdió desde la construcción del embalse. Para la simulación del modelo, se ingresan los valores de la curva descrita como una tabla de Elevación/Volumen en el botton *Storage Area*.

Tabla N° 7.6. Curva Elevación-Área-Capacidad.

Elevación (m.s.n.m.)	Área (m ²)	Volumen Acumulado (Hm ³)
230	0	0
240	37930.6826	0.06
250	433381.97	2.08
260	1213823.01	10.28
270	2170085.16	26.71
280	3521363.21	54.96
290	5033145.39	97.59
300	6874430.01	156.79
310	9200827.35	236.67
320	11945661.3	342.13
330	15859145.7	478.81

Fuente: CIDIAT, 2008

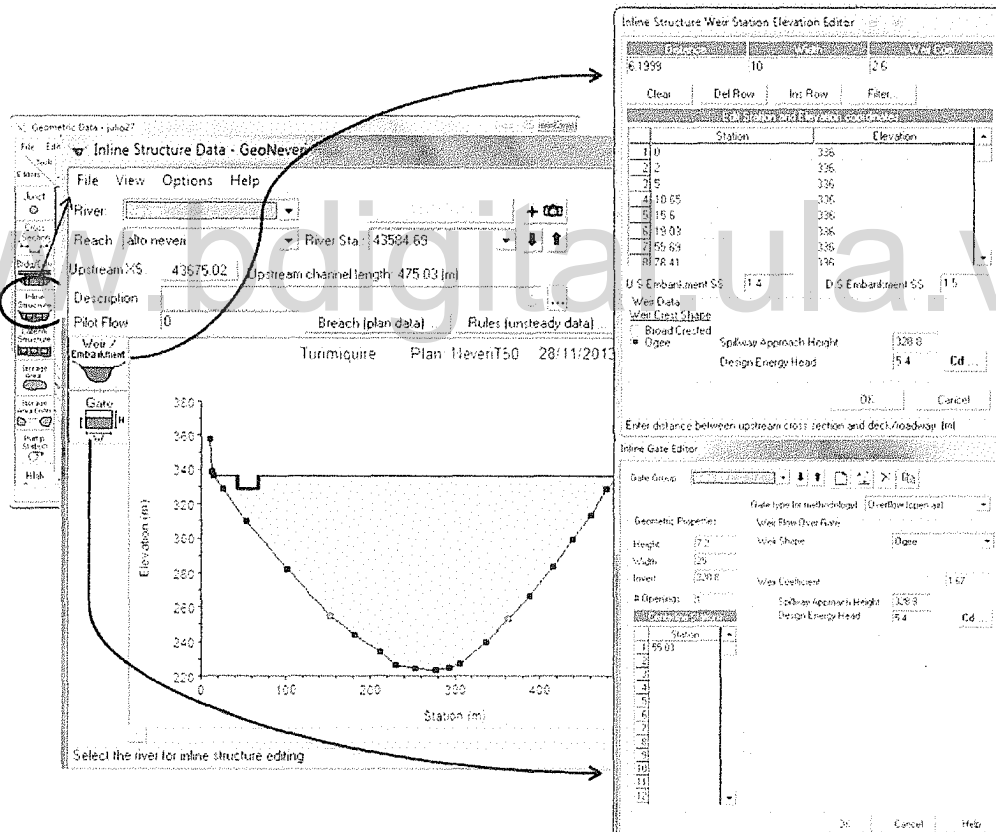
La presa principal del Embalse Turimiquire se representó como una estructura en línea, para la que se registro informacion de la presa y del vertedero, tomada de Incidentes en las presas de Venezuela, por Suárez (2002) y de la publicación El Agua, tomo II del MINRN, reflejada en la tabla N° 7.7.

Tabla N° 7.7. Características de la Presa Principal del embalse Turimiquire: Las Canalitas

Características	Presa Principal del Embalse Turimiquire (Las Canalitas)	Vertedero	
Tipo	Enrocado con pantalla de concreto sobre el talud aguas arriba	Canal trapecial de concreto, sin control con lanzador final	
Altura (m)	113	Ubicación	Estribo derecho
Ancho (m)	10	25	
Cota de la Cresta (m.s.n.m)	336	328.8	
Pendiente Aguas arriba	1.4:1	Carga sobre el Vertedero (m)	5.4
Pendiente Aguas abajo	1.5:1		

Fuente: Elaboración propia.

En la ventana de estructuras en línea, el programa solicitó la distancia (*Distance*) que existe entre el lado aguas arriba del mismo a la sección transversal mas próxima a este, el ancho (*Width*) representado por el ancho de la cresta y el Coeficiente (weir Coef) que el programa asigna por defecto. La información referente a las estaciones y elevaciones, fueron extraídas del modelo digital de terreno de la cuenca, al momento de incluir los datos geometricos, y los campos U.S. Embankment S.S y D.S Embankment S.S van a ser representados por la pendiente del talud aguas arriba de la estructura y la pendiente del talud en el lado aguas abajo de la presa respectivamente. El método seleccionado para averiguar hasta que punto el coeficiente del vertedero debe ser reducido debido a la presa es de tipo Ogee, para el cual solicitó la altura y la carga sobre el mismo. Simultaneamente, en el editor del vertedero (Gate), solicita identificar por lo menos una compuerta para el canal de alivio y aunque en la realidad esta no está presente, se tomó una como salida con descarga libre, donde las propiedades geométricas de esta representan: la altura máxima posible que la compuerta puede abrirse (Height) que en este caso seria la diferencia entre la cota de la cresta de la presa y del vertedero, con longitud de la cresta del mismo, y la elevacion mas baja a la que se abriría la compuerta, tomándose la cota en la que se encuentra dicha estructura. Toda esta información se muestra en la representación gráfica de la figura 7.14.



Fuente: Ventana gráfica del HEC-Ras v.4.1

Figura 7.14. Caracterización de la presa principal del Embalse Turimiquire.

En el boton Breach de la figura anterior, se ingresan los parámetros de rotura calculados para la presa (apartado 7.2), resumiéndolas en la tabla que se muestra a continuación, con la finalidad de correr el modelo, y poder identificar el peor escenario que genera la rotura de

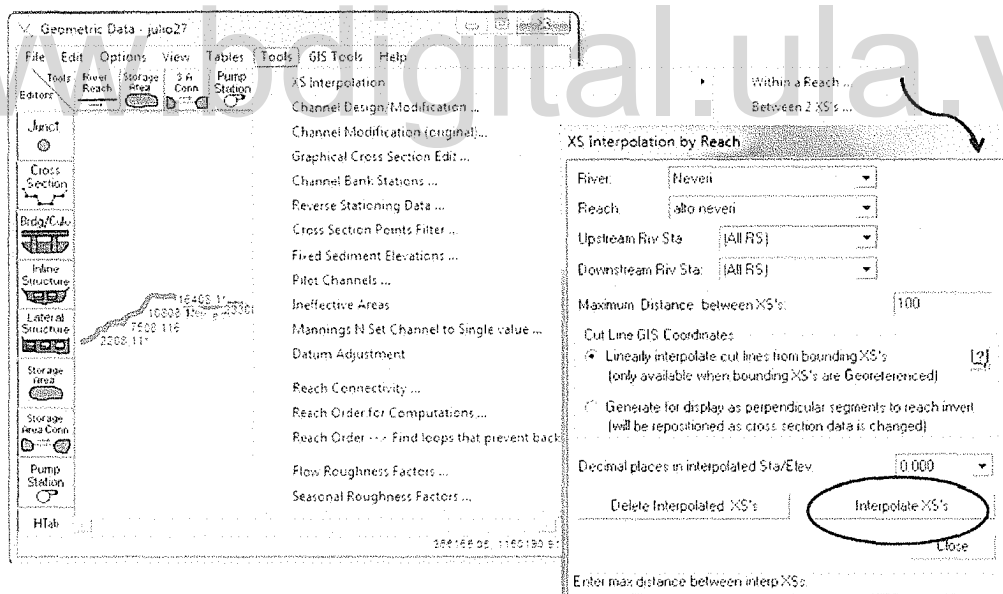
presa del embalse Turimiquire para los diferentes periodos de retorno generados en el análisis hidrológico.

Tabla N° 7.8. Valores de parámetros de rotura de la presa principal del embalse Turimiquire.

Autor	Forma de la brecha	Ancho de la brecha (B) en m	Tiempo de formación de la brecha (T _f) en horas	Relación H:V
U. S. Bureau of Reclamation (1988)	Trapezoidal	317.4	1	1h:1v
Von Thun y Gillette (1990) y Dewey y Gillette (1993)		319.4	0.75	
Froehlich (1995)		357.2	1.4	

Fuente: Elaboración propia.

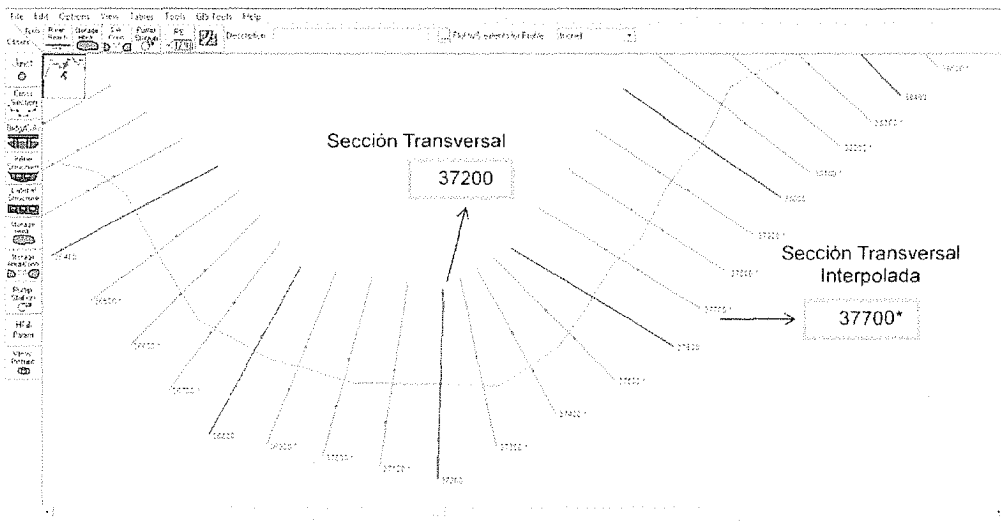
Para finalizar la edición de datos geométricos, se realizaron interpolaciones cada 100m entre las secciones transversales, a fin de obtener mayor detalle, en cuanto al comportamiento del Río Neverí al correr el modelo. El programa permite hacer dichas interpolaciones de forma automática, siguiendo la ruta *Tools / XS Interpolation / Within a Reach*, donde se selecciona el Río Neverí y todas las secciones transversales y la distancia antes descrita, como se muestra en la figura 7.15.



Fuente: Ventana gráfica del HEC-RAS v.4.1

Figura 7.15. Interpolación entre las secciones transversales.

Las secciones interpoladas se representan con un color verde más claro que el verde utilizado por el programa para las secciones transversales que fueron importadas con la herramienta HEC-GeoRAS v.4.2, utilizando en el nombre de cada una de ellas un asterisco en su esquina izquierda para poder diferenciarlas. Como ejemplo se muestra dos secciones transversales diferentes en la figura 7.16.

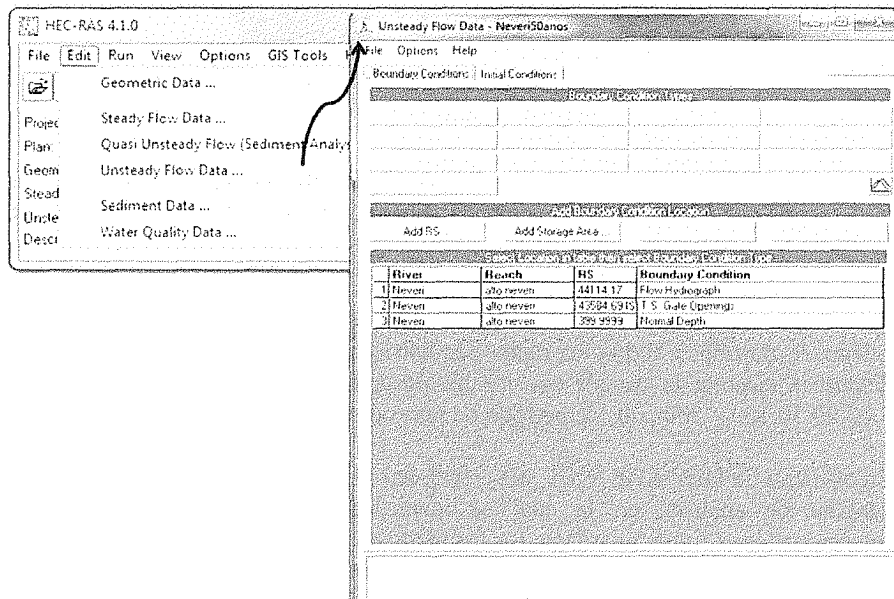


Fuente: Ventana gráfica del HEC-Ras v.4.1

Figura 7.16. Secciones transversales (Interpoladas e importadas con HEC-GeoRAS v.4.2)

7.3.2 Introducción de los Datos Hidráulicos

A partir de los resultados obtenidos en la corrida del modelo HEC-HMS v.3.5, descrito en el capítulo 6, en el que se determinaron los diferentes hidrogramas para los distintos periodos de retorno 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años respectivamente, se introdujeron en el HEC-RAS v. 4.1 como se muestra en la ventana gráfica, para flujo no permanente (*Unsteady flow data*).

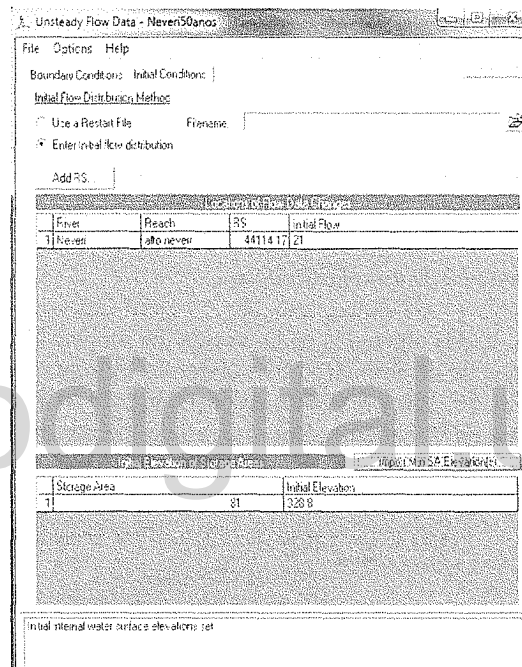


Fuente: Ventana gráfica del HEC-RAS v.4.1

Figura 7.17. Menú de edición para flujo no permanente en el HEC-RAS v.4.1

Al especificar las condiciones de contorno, se pulsó el botón Flow Hydrograph, mostrado en la figura anterior, donde se ingresó el hidrograma de caudal para cada periodo de retorno. En el caso de la presa principal, denominada por el programa como estructura en línea, se seleccionó la opción de T.S. Gate Openings, colocando la compuerta como totalmente abierta, representada por la altura del vertedero 7.2m, para toda la simulación. Para el caso de la última sección (Nº 399.999) del Neverí se especifica como profundidad normal (Normal Depth).

En el mismo editor anterior (figura 7.17), en el menú de condiciones iniciales, se ingresó el caudal medio del río de 21 m³/s como caudal inicial a la salida del embalse (Suarez, 2002), y la elevación inicial de 328.8m tomándose el nivel de aguas normales, tal como se muestra a continuación.



Fuente: Ventana gráfica del HEC-RAS v.4.1

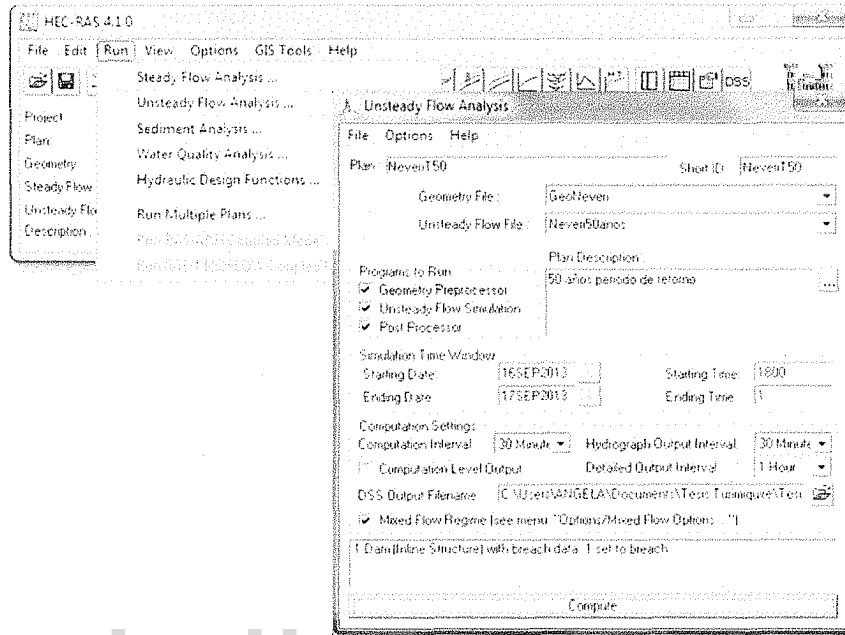
Figura 7.18. Menú de condiciones iniciales para flujo no permanente.

7.3.3 Resultados de la Corrida del HEC-RAS v. 4.1

Luego de introducir todos los datos geométricos e hidráulicos de flujo no permanente, se dispuso a ejecutar la corrida con los hidrogramas generados en el HEC-HMS v 3.5, para 5,10,20,50,100 y 500 años de periodo de retorno respectivamente.

En el menu de HEC-RAS v.4.1, al seleccionar la corrida de flujo no permanente, se abre la ventana de análisis, en la cual se identificó la geometría y los datos hidráulicos seleccionados, a fin de guardarse los resultados en un plan determinado para cada corrida de los hidrogramas, para los diferentes periodos de retorno estudiados. En general, al simular se seleccionó: la corrida de la geometría como preprocesador, la del flujo no permanente y la del postprocesador, como se ilustra en la figura 7.19, debido a que el programa en el preprocesador geométrico, durante cada iteración interpoló las variables hidráulicas de las tablas, la simulación propiamente dicha del flujo no permanente escribió los resultados en un

archivo de HEC-DSS, y el post procesador fue el que permitió visualizar los resultados de todas las tablas con mayor detalle, por medio de las salidas gráficas que se encuentran en el menú del HEC-RAS v.4.1.



Fuente: Ventana gráfica del HEC-Ras v.4.1
Figura 7.19. Selección de las corridas en HEC-RAS v.4.1 para flujo no permanente.

En cuanto al intervalo de tiempo se seleccionó cada 30 minutos, para describir con precisión el ascenso y la caída de los hidrogramas y para ver el comportamiento de la presa en caso de rotura. El intervalo de salida del hidrograma se tomó de 30 minutos, igual al intervalo de los hidrogramas de entrada de datos al modelo, para los diferentes periodos de retorno, a la salida del embalse y en la parte media del río Neverí. En el caso del intervalo de las salidas detalladas se tomó cada hora.

El régimen de flujo es mixto, dado a la transición que existe entre el embalse y el caudal aguas abajo del mismo, donde el flujo pasa de un estado subcrítico a supercrítico, representado por el HEC-RAS v. 4.1 como la caída de un vertedero en línea, haciendo una elevación de la cabeza del agua río arriba para un flujo determinado de la ecuación vertedero. La metodología que utiliza el modelo para la estabilidad en este régimen no permanente, es la denominada técnica local de inercia parcial, del Dr. Danny Fread 1986.

Al entrar en el menú de opciones en la ventana de corrida de flujo no permanente, se determinó la ubicación de los hidrogramas de salida, seleccionando 76 secciones. Para el caso de los puntos de distribución del flujo, de las 76 secciones antes descritas, se consideraron 33 para especificar las ubicaciones del flujo de salida, con el fin de calcular información hidráulica adicional. Con todo lo anterior, se dispuso a correr el modelo, generando las siguientes salidas.

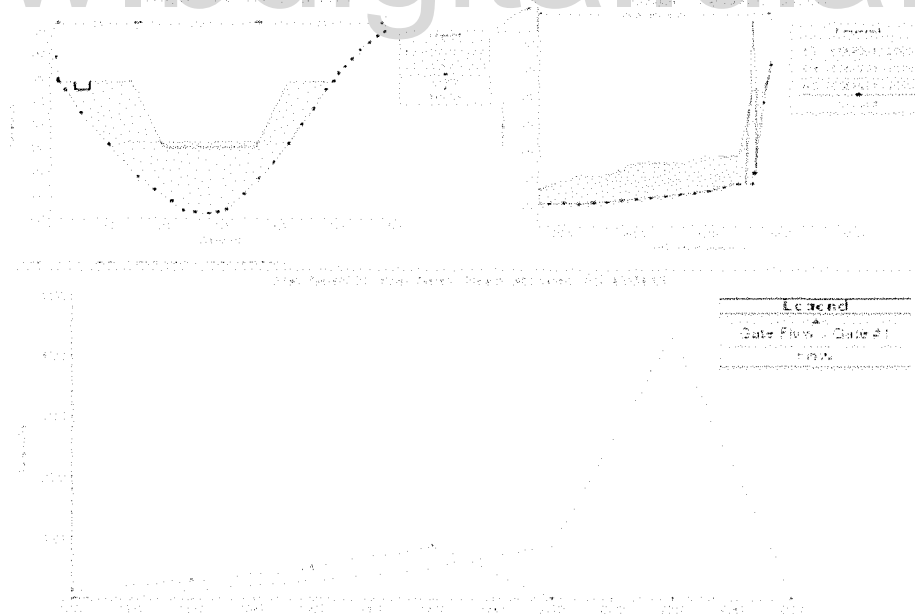
Tabla N° 7.9. Valores de Caudales y Volúmenes para las corridas en los diferentes periodos de retorno, aplicando tres de las ecuaciones de predicción de parámetros de rotura del presa principal del embalse Turimiquire.

Autor	U. S. Bureau of Reclamation (1988)		Von Thun y Gillette (1990) y Dewey y Gillette (1993)		Froehlich (1995)	
	Q _{max} (m ³ /s)	Vol. 1000m ³	Q _{max} (m ³ /s)	Vol. 1000m ³	Q _{max} (m ³ /s)	Vol. 1000m ³
5	120.8	922.36	120.8	922.36	120.8	922.36
10	299.4	3062.75	299.4	3062.75	299.4	3062.75
20	566.1	7355.25	566.1	7355.25	566.1	7355.25
30.6	798.9	11284.72	798.9	11284.72	798.9	11284.72
50	Inestable	Inestable	3890.4	20955.56	Inestable	Inestable

Fuente: Elaboración propia.

El resto de las corridas para los periodos de retorno de 100 y 500 años, no se muestran porque generaron inestabilidad en el modelo, al igual que para 50 años en la aplicación de las ecuaciones de inestabilidad de U. S. Bureau of Reclamation (1988) y Froehlich (1995).

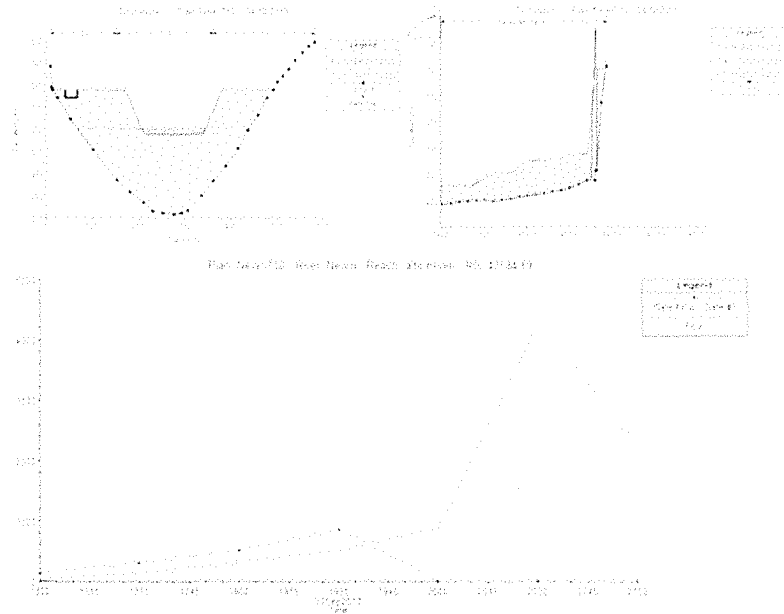
En el caso de U.S. Bureau of reclamation, para 50 años periodo de retorno, en la iteración 13, a las 21 horas, el programa arroja un aviso de inestabilidad, en el que hace suponer que, minutos antes, la presa ha colapsado, mostrando un error de 5.106, y no permitiendo culminar la corrida para el post procesador. El caudal que ocasionó el colapso fue de **4322.29 m³/s** y un vol de **11213.49 x 10³ m³**. Su representación gráfica se muestra en la siguiente figura.



Fuente: Ventana gráfica del HEC-Ras v.4.1

Figura 7.20. Representación de la brecha para la corrida de 50 años de periodo de retorno en HEC-RAS v.4.1 para flujo no permanente. Variables según U.S. Bureau of reclamation (corrida inestable)

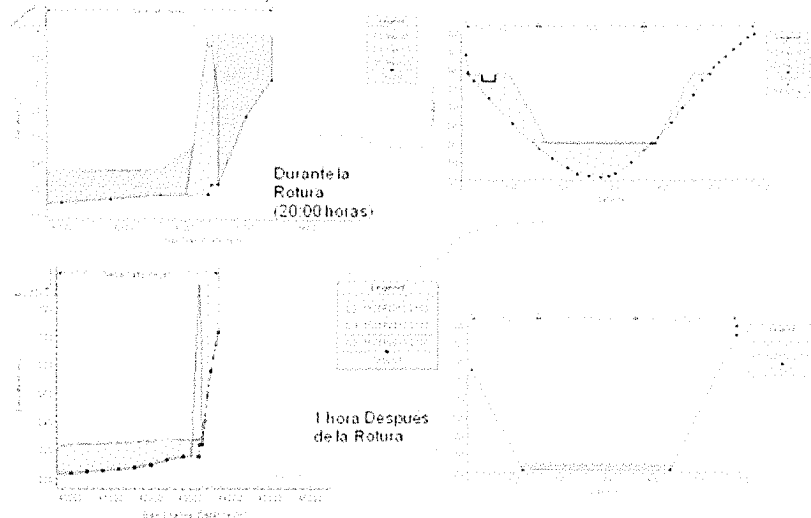
Algo similar ocurre en el caso de las variables obtenidas según Froehlich, en la iteración 15, a las 21 horas, con un error de 9.883, con un caudal de $4304.96 \text{ m}^3/\text{s}$ y un volumen de $15060.38 \times 10^3 \text{ m}^3$. Los esquemas de esta salida se muestran en la figura 7.21.



Fuente: Ventana gráfica del HEC-Ras v.4.1

Figura 7.21. Representación de la brecha para la corrida de 50 años de periodo de retorno en HEC-RAS v.4.1 para flujo no permanente. Variables según Froehlich (corrida inestable)

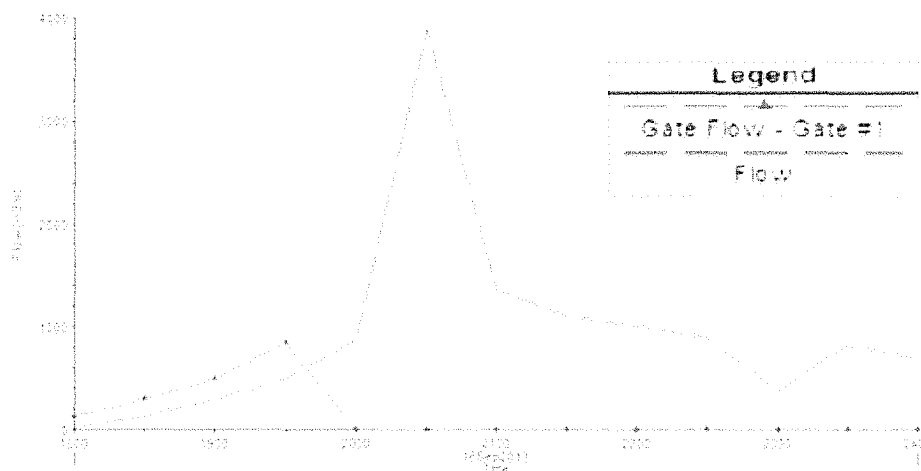
La simulación que muestra la brecha de falla en la presa, con los parámetros calculados, según Von Thun y Gillette para 50 años de periodo de retorno, que lograron correr correctamente dentro del modelo, se muestran a continuación.



Fuente: Ventana gráfica del HEC-Ras v.4.1

Figura 7.22. Representación de la brecha para la corrida de 50 años de periodo de retorno en HEC-RAS v.4.1 para flujo no permanente. Variables según Von Thun y Gillette (1990) y Dewey y Gillette (1993).

El Hidrograma donde se muestra el caudal pico, que generó el programa para la rotura de la presa principal del embalse Turimiquire se muestra en la figura 7.23, con un valor 3890.41 m³/s y un volumen de 20955.56x10³m³.



Fuente: Ventana gráfica del HEC-Ras v.4.1

Figura 7.23. Hidrograma de descarga del Embalse Turimiquire, producto del rompimiento de la presa principal, debido al sobrevuerto, aplicando las ecuaciones de Von Thun y Gillette (1990) y Dewey y Gillette (1993)

A partir de estos resultados, se elaboró la tabla N° 7.10, mostrando los diferentes caudales que generaron la rotura de la presa, con un volumen aproximado sobre ella, para los cuales se calculó el periodo de retorno correspondiente a cada uno de ellos.

Tabla N° 7.10. Valores de Caudales y Volúmenes que generaron la rotura del presa principal del embalse Turimiquire, con HEC-RAS v.4.1, con su respectivo periodo de retorno.

Autores					
U. S. Bureau of Reclamation (1988)		Von Thun y Gillette (1990) y Dewey y Gillette (1993)		Froehlich (1995)	
Vol. 1000m ³	Q _{max} (m ³ /s)	Vol. 1000m ³	Q _{max} (m ³ /s)	Vol. 1000m ³	Q _{max} (m ³ /s)
11213.49	4322.29	20955.56	3890.41	15060.38	4304.96
Tr años	429.7	Tr años	374.4	Tr años	427.5

Fuente: Elaboración propia

7.4 Elaboración del mapa de Inundación en caso de la Rotura de la presa principal del embalse Turimiquire

Utilizando la herramienta HEC-GeoRAS v. 4.2, se importan los datos del HEC-RAS v. 4.1a fin de generar la mancha de inundación en caso de rotura de la presa del Turimiquire para un periodo de retorno de 50 años, y mostrar las zonas pobladas mas afectadas, hasta la estación de medición de caudal La Corcovada. El Mapa se muestra a continuación.

Figura 7.24. Mapa de Inundación en caso de crecida del río Neveri, por rotura de la presa principal del embalse Turimiquire.

www.bdigital.ula.ve

7.4.1 Zonas Vulnerables a la inundación por rotura de presa

Los sectores poblados que se encuentran en la zona inundable mostradas en la figura descrita son siete, y se muestran a continuación, con imágenes de Google Earth, de los Estados Sucre y Anzoátegui junto con la mancha de inundación generada, vistas en ArcGIS v. 9.3. Las figuras son: 7.25, 7.26, 7.27, 7.28, 7.29, 7.30, 7.31.

www.bdigital.ula.ve

Figura 7.25. Zona N°1

www.bdigital.ula.ve

Figura 7.26. Zona N°2.

www.bdigital.ula.ve

Figura 7.27. Zona N°3

www.bdigital.ula.ve

Figura 7.28. Zona N°4

www.bdigital.ula.ve

Figura 7.29. Zona N°5

www.bdigital.ula.ve

Figura 7.30. Zona N°6

www.bdigital.ula.ve

Figura 7.31. Zona N°7

www.bdigital.ula.ve

Luego de identificar las zonas inundables, se dispuso a elaborar la tabla resumen N° 7.11 que describe el Caudal pico generado por el HEC-RAS v.4.1 para cada una de ellas, la elevación máxima y profundidad del cauce, y el ancho de la mancha de inundación para ambas verientes del río, según la zona en riesgo en la que se encuentre.

Tabla N°7.11 . Relación entre las salidas del HEC-RAS v.4.1 y la Visualización de las Zonas en riesgo por inundación del río Neverí, en caso de rotura de la presa principal del embalse Turimiquire.

VISUALIZACIÓN EN ArcGis V.9.3		SALIDAS DEL HEC-RAS v.4.1					
N° Sección	Zonas de Estudio	Q _p (m ³ /s)	Elevación Máxima (m)	Nombre de la Sección	Profundidad del cauce (m)	Ancho de la mancha (m) Margen izquierdo	Ancho de la mancha (m) Margen derecho
	Embalse Turimiquire	3890.41	336	43584.69	336	263.37	216.63
1	Sector Piñatal	2307.42	213.98	37600	13.98	202.91	102.64
2		1493.32	213.99	36800	13.99	190.09	209.91
3		1266.49	213.98	36400	16.48	201.73	198.27
4	Sector Paraparo	1043.75	182	27199.99	12	103.77	111.89
5		961.67	181.98	26399.99	14.57	73.46	164.31
6		945.37	181.82	25999.99	14.82	100.57	28.72
7	Sector La Toma	916.18	129.31	18800	6.31	17.06	55.01
8	Caratál (Canal)	902.03	114.01	16800	9.01	94.56	62.73
9	Sector Carrasposo	900.67	106.17	15599.99	3.17	57.22	26.89
10	Sector Tucupido	898.64	100.12	14799.99	4.12	120.76	52.94
11		893.14	92.93	13599.99	4.5	194.86	75.88
12		888.8	92.52	13199.99	4.52	198.93	97.27
13	Sector El Salto	887.65	90.61	12799.99	3.11	161.78	122.36
14		886.41	83.85	12000	7.85	23.65	18.21
15	Sector Camburál	884.38	77.35	10800	6.55	175.1	20.13
16		879.96	75.32	10000	6.82	81.98	50.19
17	Sector Boquerón	877.5	74.53	9600	6.53	35.75	70.14
18	Sector Curaguaro (Caratál coincide con el cauce y se separa aguas abajo)	872.75	52.42	7199.99	4.42	91.9	118.85
19	Sector San Diego	861.91	35.57	3999.99	3.07	207.73	20.21
20		774.93	31.58	1999.99	7.08	121.41	16.28
21	Cercanías de la Estación La Corcovada	712.11	27.81	399.99	5.81	28.65	11.77

En la tabla anterior, la profundidad máxima se da 1 hora después de darse el Caudal pico (Q_p) en la sección, para todos los casos.

CAPÍTULO 8

ANÁLISIS DE RESULTADOS

En esta investigación, se utilizaron dos programas de la familia HEC, como lo fueron el HEC-HMS v.3.5 para la simulación Hidrológica, generando hidrogramas a partir de una tormenta, y el HEC-RAS v.4.1 para la simulación Hidráulica del río Neverí en caso de crecida, generando información para la elaboración de un mapa de inundación de la parte media del mismo, en el caso de rotura de la presa principal del Embalse Turimiquire. A continuación, se especifican la descripción y el análisis de los resultados obtenidos en los apartados anteriores.

8.1 Análisis de la Simulación Hidrológica con HEC-HMS v.3.5

El programa HEC-HMS v.3.5, en su diseño supone un modelo unidimensional, en el que el periodo de retorno de la tormenta del 6 de mayo de 1981, analizada en el capítulo 5 de este estudio, coincide con el periodo de retorno de la creciente, pero los mismos autores del simulador recomiendan no establecer un balance hídrico confiable de la cuenca si no se toman en cuenta otros factores, como el área de la misma y la caracterización del uso y conservación de los suelos.

El área de la cuenca del río Neverí es muy extensa, abarca unos 1130.23 km², con pendientes variables, muy abruptas en la parte alta, y muy planas a medida que se acercan a la desembocadura, llegando a cero en su parte más baja, lo que caracteriza una cuenca con una gran planicie de inundación.

Aun teniendo claro las características propias de la cuenca, se hizo el análisis de la tormenta del 6 de mayo de 1981, la que tuvo como centro de tormenta la parte media de la misma, y con el objetivo de realizar la simulación se asumió entonces el caudal máximo mensual medido en la estación La Corcovada, de 714 m³/s, para poder validar el modelo. A fin de conocer el hidrograma que pudiera contenerlo se utilizó la metodología del hidrograma unitario y la posterior regresión del análisis de tormenta utilizado en el apartado 5, para identificar el hietograma, ingresarlo al programa y simularlo, debido a no poseer datos del caudal medido en la tormenta analizada. Si se contara con valores medidos, este paso sería obviado, y se hubiese logrado la optimización del modelo, herramienta poderosa que permite al programa minimizar el margen de error en las salidas del mismo. En este caso, los valores de caudales generados se tomarán como valores dentro de los aceptables (para el logro de los objetivos de esta investigación), donde el Caudal pico para un periodo de retorno de 30 años en la validación es un 14.14% mayor que el medido y el tiempo al pico obtuvo una diferencia de 2 horas y 20 minutos con respecto a este, reflejando un alto grado de incertidumbre es ya que este ultimo representa el tiempo que el agua permanecerá en la zona.

8.2 Análisis de la Simulación Hidráulica con HEC-RAS v. 4.1

A partir de un mapa digital de terreno de la cuenca del Neverí, y las herramientas tecnológicas de sistemas de información geográfica ArcGIS v. 9.3 fue posible elaborar una serie de capas que permitieron simular dicha cuenca en el modelo HEC-RAS v.4.1, el cual fue seleccionado para esta investigación, para generar información necesaria en la

construcción de un mapa de zonas inundables, en caso de crecida, por rotura de la presa principal del embalse Turimiquire. Las herramientas utilizadas fueron de la familia HEC, con el propósito de continuar bajo el mismo patrón y extensiones de los creadores para enlazar la información.

Al momento de construir las secciones transversales aguas abajo del embalse, se observó que a medida que el espaciamiento entre ellas (en la parte media del Neverí), se hacía menor a 30 metros, generaba inestabilidad, puesto que el HEC-RAS no permite en la edición de los datos geométricos que las secciones transversales se crucen entre ellas, por lo que se asumió una distancia de 100 metros entre cada una de ellas. En el caso de la parte mas baja de la cuenca del Neverí, no fue posible generar secciones con el modelo, debido a dos razones fundamentales: la primera que la pendiente del río es tan pequeña (casi cero) que confundía el nivel del cauce con las vertientes en ambas márgenes del río y la segunda que sin información topográfica detallada de esta zona, no fue posible verificar las características reales del terreno, haciendo imposible el hecho de simular la cuenca baja del río Neverí.

Luego de una larga preparación de los datos para ingresarlos al modelo HEC-RAS v. 4.1 se calcularon los parámetros variables en caso de rotura, utilizando tres de las ecuaciones existentes para el caso de presas de tierra o enrocado, representados por el ancho de la brecha y el tiempo de rotura de la presa. De las corridas, los resultados arrojados por las ecuaciones de U. S. Bureau of Reclamation y Froehlich, mostraron aviso de inestabilidad luego del colapso, en las que el caudal causante de la brecha fue de 4322.3 m³/s y 4304.9 m³/s respectivamente. El escenario que logró mostrar la corrida completa del programa, fue la que tenía los parámetros calculados por las ecuaciones de Von Thun y Gillette y Dewey y Gillette, con un caudal de rotura de de 3890.4 m³/s, 2 horas después de comenzar la simulación de los hidrogramas de la tormenta del 6 de mayo de 1981.

Este valor es extremadamente alto (3890410 l/s), en comparación con las fugas aforadas de la estructura en el año 2008 de 9400 l/s, pero es un resultado que evidencia el comportamiento de la cuenca frente a una tormenta que ocurrió hace 32 años, centrada en el mismo lugar, asomando la probabilidad de ocurrencia de un evento similar en la zona los próximos 18 años.

Debido a las potencialidades del programa, se importaron los resultados de la corrida del HEC-RAS v. 4.1, visualizándolos en ArcGis v.9.3, en donde se pudo observar la mancha de inundación que se hace intermitente a lo largo del cauce y en algunos sectores afectando a poblados encontrados a los márgenes del Neverí. Dichos sectores, denominados zonas, fueron 7, ubicados uno a uno, en la parte media de la cuenca, siendo la última la zona (Sector San Diego) con mayor riesgo, debido a la existencia de un mayor urbanismo en la fotografía, en comparación a los anteriores, la cual se encuentra en la zona mas plana, con cotas entre 30m y 35m, a las cercanías de la estación de medición la Corcovada.

El caudal generado para este punto, obtenido en la última sección del tramo estudiado fue de 712.11 m³/s, el cual muestra una diferencia de 0.26 % en comparación con el medido para la tormenta utilizada para el análisis hidrológico, evidenciando que el comportamiento de la cuenca para un evento similar, según la simulación hidráulica con el modelo HEC-RAS v.4.1, es el mismo.

CAPÍTULO 9

CONCUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 Conclusiones

La presa principal del embalse Turimiquire, se encuentra actualmente afectada por fugas, se ha visto intervenida por diversas reparaciones, sin lograr por entero su cometido está ubicada en la parte alta de la cuenca del río Neverí, localizada en la zona Nororiental del país, representando la principal fuente del preciado líquido a gran parte de esa región. Con este panorama, surge la interrogante de lo que pasaría si ocurriera un evento de crecida que permitiría el colapso de la estructura, donde un gran volumen de agua inundara ambas vertientes del cauce.

Inicialmente se escogió el modelo HEC-HMS v.3.5 para la simulación hidrológica, siendo una herramienta ampliamente utilizada, gratuita, y de baja dificultad operacional, el cual permite la optimización de los resultados, minimizando el margen de error en sus salidas. Este modelo permitió el análisis de la cuenca del Neverí, desde su cabecera que representa una cuenca de alta montaña, hasta su parte media y baja, donde su planicie inundable se hace mas extensa por encontrarse con cotas a nivel del mar, llegando a su desembocadura. Luego se escogió el modelo HEC-RAS v.4.1 no solo por ser de la misma familia de los autores, sino por permitir enlaces entre los datos con diversas extensiones, que logrando continuar la línea de la simulación hidrológica, minimizando errores por sus procedimientos numericos. adicionalmente este último programa permite una caracterización mas amplia de la cuenca, incluyendo estructuras tal es el caso de la presa principal dell embalse Turimiquire, el coeficiente de rugosidad dentro y fuera del cauce, entre otros elementos, descritos en el apartado 7 de esta investigación.

La disponibilidad de los datos hidrometeorológicos de las cuencas en Venezuela, hizo para este estudio una revisión larga y minuciosa, a fin identificar algún evento con datos experimentales completos. Sin embargo, junto con la información suministrada por el CIDIAT y por el Departamento de Ingeniería Hidrometeorológica de la Universidad Central de Venezuela se hicieron analogías que permitieron explicar las relaciones entre diferentes tipos datos de la zona en estudio.

Al generar las salidas con el HEC-RAS v.4.1, se dispuso al análisis de resultados, reflejados tanto en tablas como en figuras mostrando la aplicabilidad de la familia HEC en una cuenca extensa de nuestro país, con la finalidad de encontrar el caudal de colapso de la presa Las Canalitas del embalse Turimiquire. Apartir de ellos fue posible concluir:

- El HEC-HMS v.3.5 trabaja con información básica hidrológica, como lo son la precipitación, la escorrentía y las características morfológicas de la cuenca, a fin de representar el sistema hidrológico de la misma a traves de la conceptualización del modelo, la cual puede ser actualizada, generando nuevas corridas y minimizando el porcentaje de error en los hidrogramas de salidas.
- En cuanto al tiempo al pico, es posible que en la parte alta de la cuenca, el valor calculado sea irrelevante, pues el programa de modelación hidrológica considera que el agua escurre rapidamente, cosa que no ocurre en zonas mas planas, no sólo por la geometría del cauce, sino por

la acción de los sedimentos, haciendo mayor la incertidumbre en el tiempo que permanecerá el agua en la zona inundable, como fue el caso de la parte media del río Neverí, observado en la estación de medición de caudal La Corcovada.

- El HEC-RAS v.4.1 permite modelar la rotura de una presa, pero no reconoce aún como ingresar datos de caudal de fuga de la estructura al mismo, por lo que, para el caso de la presa principal Las Canalitas del embalse Turimiquire, los resultados se alejan un poco de la realidad del caso estudiado.
- El caudal para el cual ocurre el colapso de la presa es de unos 3890 m³/s, que sin tomar en cuenta si el tapón de los Algarrobos (por ser un modelo unidimensional), presente en el mismo embalse se desborda o no, genera una mancha de inundación aguas abajo del Turimiquire.
- La construcción de un mapa de inundación en caso de rotura de la presa Las Canalitas, permitió visualizar las zonas con mayor riesgo en las margenes del río Neverí, en la parte media de la cuenca, relacionando los caudales calculados en las secciones a lo largo del mismo con la profundidad del cauce y el ancho de la mancha de inundación, siendo estos algunos elementos de juicio para la elaboración de un sistema de alerta temprana en caso de avenida
- De las 7 zonas identificadas, la zona N°7, muestra como la mancha pudiera ser mas ancha del borde seleccionado para la corrida del modelo, lo que hace suponer que el agua no escurre tan rapidamente como en las otras zonas, por ser estar a cotas de la planicie inundable.
- Los resultados obtenidos indican que el uso adecuado y sistemático de herramientas como sistemas de información geográfica combinadas con la aplicación de modelos hidrológicos e hidráulicos correctamente calibrados y validados, brindan a los tomadores de decisión, información valiosa y oportuna para la implementación de medidas que minimicen el riesgo, en el caso de la rotura de la presa principal del embalse Turimiquire

9.2 Recomendaciones

Es prioritario para este tipo de estudios, contar con una topografía detallada y actualizada, la cual permitiría disminuir el margen de error en los cálculos de los programas utilizados, que en este caso, la familia HEC, dispone de una gran gama de herramientas para el manejo de la información. De la misma manera, es necesario documentar información medida de secciones transversales a lo largo del río Neverí, caudales y profundidades, que para todos, tanto los investigadores, entes gubernamentales y gestores de riesgo, logren una retroalimentación al momento de la elaboración de un sistema de alerta temprana en la región. Esto conlleva a una actualización de los datos introducidos en los programas, incorporando información confiable y veraz para los proyectistas de planes de emergencia en caso de crecida del río Neverí, por la rotura de la presa principal del embalse Turimiquire, afinando los resultados de la investigación a través de un análisis económico y ambiental de los posibles daños que afectarían a las zonas pobladas aguas abajo del embalse.

CAPÍTULO 10

REFERENCIAS

Arcenment, G.J. and Schneider, V.R. *Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and flood plain, Surface-Water field Techniques*. UGSS. [Libro en línea]. Disponible: <http://wwwrcamnl.wr.usgs.gov/sws/fieldmethods/Indirects/nvalues/index.htm>. [Consulta: 2012, Mayo 5].

Begnudelli, L. and Sanders, B. (2007). *Journal of Engineering Mechanics: Vol 133-11. Simulation of the St. Francis Dam-Break Flood*, 1200–1212.

Bendiet, P. y Huber, W. (1992). *Hydrology and floodplain analysis*. Massachusetts: Addison-Weley Publishing Company.

Chow, V., Maidment, D.R., y Mays, L.W. (1994). *Hidrología aplicada*. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill.

Crawford, Norman y Burges, Stephen J. (2004). *History of the Stanford watershed model*. [Revista en línea]. Disponible: <http://www.hydrocomp.com/publications/History%20of%20Stanford%20Watershed%20Model-Crawford-Burges.pdf>. [Consulta: 2010, Febrero 22].

Duque, Roberto. (1981). *Modelo de drenaje urbano y su aplicación*, CIDIAT-ULA. Mérida: Serie Hidrología H-10.

Espino, Guadalupe de la L., Cáceres M., Carlos, Adame M., Salvador, Hernandez P., Salvador. (1999). *Diccionario de hidrología y ciencias afines*. México: Editorial Plaza y Valdés.

Eterovic, José M. (2008) *Aplicación de los modelos hidrológicos con fines de prevención de desastres en cuencas de Venezuela*. Trabajo de grado de maestría CIDIAT-ULA, Mérida, Venezuela.

García C., Armando. (2013) *Análisis de distribuciones estadísticas alternativas a las tradicionales para la optimización de los caudales de cálculo empleados en los estudios hidrológicos*. [Resumen en línea]. Trabajo de doctorado. Universidad de Extremadura de Badajoz. Disponible: http://dehesa.unex.es:8080/xmlui/bitstream/handle/10662/434/TDUEX_2013_Garc%C3%A9%20Da_Conde.pdf?sequence=1. [Consulta: 2013, Agosto 24].

Henao, Ángela. (2008). *Informe final del estudio de operación para el embalse Turimiquire*. CIDIAT-ULA, Mérida, Venezuela.

Marquez G., Hector A. (2009). *Análisis de rotura de presa Ing. Corpóforo Olivares Sosa-El Pao, estado Cojedes, estimación de la Llanura de Inundación*. Tesis de pre-grado. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela.

Ponce, Victor M., (1989). *Engineering Hydrology*. [Libro en línea]. Disponible: http://ponce.sdsu.edu/330textbook_hydrology_chapters.html. [Consulta: 2009, Julio 9].

Quiñones, Carlo G. (2005) *Development of HEC-HMS and HEC-RAS models for urban floodplain mapping and flood damage reduction in Brownsville, Texas*. Trabajo de grado de maestría, Universidad de Rice, Houston.

Suarez V., Luis M. (1982). *Ingeniería de presas- Obras de toma, descarga y desviación*. Caracas: Ediciones Vega.

Suarez V., Luis M. (2002). *Incidentes en las presas de Venezuela*. Caracas: Editorial Arte.

US Army Corps of Engineers. *Hydrologic Engineering Center Hydrologic Modeling System, HEC-HMS*. [Programa de computación en línea]. Disponible: <http://www.hec.usace.army.mil/>. [Consulta: 2010, Septiembre 25].

US Army Corps of Engineers. *Hydrologic Engineering Center River Analysis System, HEC-RAS*. [Programa de computación en línea]. Disponible: <http://www.hec.usace.army.mil/>. [Consulta: 2011, Marzo 13].

US Army Corps of Engineers. *Hydrologic Engineering Center The Geospatial Modeling Extension HEC-GeoHMS*. [Programa de computación en línea]. Disponible: <http://www.hec.usace.army.mil/>. [Consulta: 2011, Julio 15].

US Army Corps of Engineers. *Hydrologic Engineering Center The Geospatial Modeling Extension HEC-GeoRAS*. [Programa de computación en línea]. Disponible: <http://www.hec.usace.army.mil/>. Consulta: 2012, Marzo].

Villón Bejar, Máximo. (2008). *HEC-HMS, Ejemplos*. Lima: Ediciones Villón.

Villón Bejar, Máximo. (2009). *HEC-RAS, Ejemplos*. Lima: Ediciones Villón.

Wahl, Tony L. (1998). *Prediction of embankment Dam breach Parameters*. [Libro en línea]. Disponible: <http://www.usbr.gov/pmts/hydraulics.../DSO-98-004>. Consulta: 2013, Marzo 10].

ANEXOS A TABLAS

ANEXO A1. Valores del número de curva (CN) para los complejos suelo-cobertura
Condición de humedad antecedente II (CHA = II).

ANEXO A2. Número de curva para la condición de humedad antecedente I y III (CHA=I y
CHA=III)

ANEXO A3. Tormenta del 6 de mayo de 1981.

ANEXO A4. Coeficiente de rugosidad de Manning para vertientes (n)

www.bdigital.ula.ve

ANEXO A1. Valores del número de curva (CN) para los complejos suelo-cobertura
Condición de humedad antecedente II (CHA = II).

Cobertura			Grupo de Suelo			
Uso de la tierra	Práctica cultural	Condición Hidrológica	A	B	C	D
Rastrojo o barbecho	-----	-----	77	86	91	94
Cultivos alineados o en hileras	Hileras rectas	Mala	71	81	88	91
	Hileras rectas	Buena	67	78	85	89
	En curvas de nivel	Mala	70	79	84	88
	En curvas de nivel	Buena	65	75	82	86
	En curvas de nivel y Terrazas	Mala	66	74	80	82
	En curvas de nivel y Terrazas	Buena	62	71	78	81
Cultivos no alineados o con surcos pequeños o mal definidos	Hileras rectas	Mala	65	76	84	88
	Hileras rectas	Buena	63	75	83	87
	En curvas de nivel	Mala	63	74	82	85
	En curvas de nivel	Buena	61	73	81	84
	En curvas de nivel y Terrazas	Mala	61	72	79	82
	En curvas de nivel y Terrazas	Buena	59	70	78	81
Cultivos densos de Leguminosas o forraje en rotación.	Hileras rectas	Mala	66	77	85	89
	Hileras rectas	Buena	58	72	81	85
	En curvas de nivel	Mala	64	75	83	85
	En curvas de nivel	Buena	55	69	78	83
	En curvas de nivel y Terrazas	Mala	63	73	80	83
	En curvas de nivel y Terrazas	Buena	51	67	76	80
Pastizales Naturales o Pastos de pastoreo	-----	Mala	68	79	86	89
	-----	Regular	49	69	79	84
	-----	Buena	39	61	74	80
	En curvas de nivel	Mala	47	67	81	88
	En curvas de nivel	Regular	25	59	75	83
	En curvas de nivel	Buena	6	35	70	79
Pasto de corte	-----	Buena	30	58	71	78
Bosques	-----	Mala	45	66	77	83
	-----	Regular	36	60	73	79
	-----	Buena	25	55	70	77
Caseros o Patios	-----	-----	59	74	82	86
Caminos de tierra	-----	-----	72	82	87	89
Caminos asfaltados	-----	-----	74	84	90	92

ANEXO A2. Número de curva para la condición de humedad antecedente I y III (CHA=I y CHA=III)

CN para CHA= II	CN para las condiciones		CN para CHA= II	CN para las condiciones	
	CHA = I	CHA = III		CHA = I	CHA = III
100	100	100	62	42	79
99	97	100	61	41	78
98	94	99	60	40	78
97	91	99	59	39	77
96	89	99	58	38	76
95	87	98	57	37	75
94	85	98	56	36	75
93	83	98	55	35	74
92	81	97	54	34	73
91	80	97	53	33	72
90	78	96	52	32	71
89	76	96	51	31	70
88	75	95	50	31	70
87	73	95	49	30	69
86	72	94	48	29	68
85	70	94	47	28	67
84	68	93	46	27	66
83	67	93	45	26	65
82	66	92	44	25	64
81	64	92	43	25	63
80	63	91	42	24	62
79	62	91	41	23	61
78	60	90	40	22	60
77	59	89	39	21	59
76	58	89	38	21	58
75	57	88	37	20	57
74	55	88	36	19	56
73	54	87	35	18	55
72	53	86	34	18	54
71	52	86	33	17	53
70	51	85	32	16	52
69	50	84	31	16	51
68	48	84	30	15	50
67	47	83	25	12	30
66	46	82	20	9	22
65	45	82	15	7	13
64	44	81	5	2	0
63	43	80			

Fuente: Servicio de Conservación de los suelos (SCS)

ANEXO A3. Tormenta del 6 de mayo de 1981.

787

MAEHR
 B O I I A
 DIRECCION DE MIHROLOGIA
 DIVISION DE AGUAS SUPERFICIALES
 DEPARTAMENTO DE INVESTIGACIONES HIDROLOGICAS

PAG: 677

ANALISIS DE PROFUNDIDAD-AREA-DURACION DE LLUVIAS

FECHA : 6 MAYO DE 1981
 PERIODO DE ANALISIS : 11:00 - 19:00
 UNIDAD/ : ESTARCOS ANZOATEGUI Y SUCRE

ZONA : 1 ISDYEIA MAX : 140

CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA

ISDY (MM)	AREA ENFOCADA KM2		P.MED. ENTRE ISDY(MM)		VOLUMEN ACUM (KM2MM)	PREC. MED. (MM)
	NETA	ACUM	ISDY(MM)			
140	10.4	10.4	141.8		1472.6	141.8
130	99.0	109.4	135.0		14837.6	135.6
120	184.6	294.0	125.0		37912.6	129.0
110	168.5	462.5	115.0		57060.1	123.9
100	115.2	575.7	105.0		69156.1	120.1
90	127.5	699.2	95.0		80008.6	115.7
80	144.1	843.3	85.0		93137.1	110.4
70	165.5	1008.8	75.0		105549.6	104.6
60	179.3	1188.1	65.0		117204.1	98.6
50	207.2	1395.3	55.0		128600.1	92.2
40	241.3	1636.6	45.0		139459.6	85.2

PRECIPITACION ACUMULADA DE LAS ESTACIONES

NUMERO ESTACION	DURACION (HORAS)							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1 BAJA NEGRO	0.6	32.4	33.0	45.7	92.7	126.4	141.2	144.8
2 BERCANTIN	0.5	28.1	29.3	39.6	86.3	109.5	132.3	122.5
3 LA COCOVADA	0.0	0.0	0.0	11.0	97.0	98.5	102.0	107.0
4 CHAFARRO CABERIO	0.2	0.2	0.7	3.2	10.9	19.6	25.6	42.9
5 QUERSUAL	0.0	0.0	0.0	34.8	55.3	56.8	56.8	56.8
6 SAN DIEGO	0.0	0.0	0.0	11.3	80.7	34.7	90.0	94.4
7 EL GUANAL	0.0	0.0	0.0	0.0	7.2	10.1	10.1	10.1
8 CAMARUNE II	6.3	12.7	26.3	27.9	29.1	74.0	32.4	40.0
9 CURTAGUICHE	0.0	0.0	0.0	13.6	22.0	25.0	25.2	27.2
10 SAN BERNARDINO	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	4.1	7.9	9.0

ANEXO A4. Coeficiente de rugosidad de Manning para vertientes (n)

Descripción de la superficie	n
Superficies lisas (concreto, asfalto, grava o suelo limpio)	0.011
Barbecho (sin residuo)	0.05
Suelos cultivados	
Cubiertos con residuos $\leq 20\%$	0.06
Cubiertos con residuos $\geq 20\%$	0.17
Pastos	
Praderas de pasto corto	0.15
Pasto denso	0.24
Pasto bermuda	0.41
Pastizal natural	0.10
Bosque	
Sotobosque ligero	0.40
Sotobosque denso	0.80

Fuente: USDA-SCS, 1986, citado por Guerra, 2005.

www.bdigital.ula.ve

ANEXOS B INFORMACIÓN DIGITAL

ANEXO B1. Mapas de la zona en estudio a escala 1:100.000, Cartas 7246, 7346, 7446

ANEXO B2. Hidrogramas de Salida del HEC-HMS v.3.5

ANEXO B3. Hidrogramas de Salida del HEC-RAS v.4.0

ANEXO B4. Información digital del ArcGis.

www.bdigital.ula.ve