

**ANEJO 4:**

**ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE LOS CAUCES  
AFECTADOS POR EL SECTOR “LOS CANTIZALES”  
PARA LA TRAMITACIÓN DE LA MODIFICACIÓN PUNTUAL  
DEL P.G.O.U DE VILLANUEVA DE LA CAÑADA (MADRID)**

INDICE

	<b>Pg</b>
<b><u>DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA</u></b>	
1. <u>OBJETO DEL PRESENTE DOCUMENTO</u>	2
2. <u>LÍMITES DEL SECTOR</u>	2
3. <u>CONEXIÓN CON EL EXTERIOR</u>	2
4. <u>MEDIDAS ADOPTADAS PARA LA EVACUACIÓN DE LAS AGUAS PROCEDENTES DEL SECTOR</u>	3
5. <u>ESTUDIO HIDROLÓGICO DEL ARROYO EXISTENTE EN EL SECTOR</u>	4
5.1 INTRODUCCIÓN GENERAL	4
5.2 MODELO HIDROLÓGICO APLICADO A LA ZONA DE ESTUDIO	6
5.2.1 ESTIMACIÓN DE LA LLUVIA NETA	7
5.2.2 OBTENCIÓN DEL HIDROGRAMA DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL	8
5.2.3 PROPAGACIÓN DE HIDROGRAMAS DE CAUCES	9
5.2.4 PARÁMETROS DE MODELIZACIÓN	11
5.3 PLUVIOMETRÍA	10
5.3.1 INTRODUCCIÓN	10
5.3.2 DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA PRECIPITACIÓN. DISTRIBUCIÓN SQRT-ETMAX	10
5.3.3 PLUVIOMETRÍA ESTUDIO REGIONAL DE PRECIPITACIONES MAXIMAS AREALES	11
5.4 CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA DE APORTACIÓN	12
5.4.1 DIVISIÓN DE LA CUENCA DE APORTACIÓN	12
5.4.2 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	13
5.5 NUMERO DE CURVA	14
5.6 RESULTADOS ADOPTADOS	15
5.6.1 ANTES DE LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS	16
5.6.2 DESPUES DE LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS	17
5.7 SALIDAS MODELO HIDROLÓGICO	23
5.7.1 ANTES DE LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS	23
5.8 ESTUDIO HIDROLÓGICO DEL RIO GUADARRAMA EN LA CONFLUENCIA CON EL ARROYO QUE ATRAVIESA EL SECTOR	42
5.8.1 INTRODUCCIÓN	42

5.8.2	METODOLOGÍA APLICADA	42
5.8.3	DATOS RESUMEN DE AFOROS	51
5.8.4	SALIDAS MODELO HIDROLÓGICO	53
5.8.4.1	ANTES DE LA EJECUCIÓN DEL TRABAJO	53
5.8.4.1.1	PARA PERÍODO DE T= 5 AÑOS	53
5.8.4.1.2	PARA PERÍODO DE T= 25 AÑOS	55
5.8.4.1.3	PARA PERÍODO DE T = 500 AÑOS	56
<b>6.</b>	<b><u>ESTUDIO HIDRÁULICO DEL ARROYO EXISTENTE EN EL SECTOR</u></b>	<b>57</b>
6.1	ESTUDIO HIDRÁULICO ANTES DE LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS	57
6.1.1	SALIDAS MODELO HIDRÁULICO ARROYO 1	58
6.2	ESTUDIO HIDRÁULICO DESPUÉS DE LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS	69
6.2.1	CAUDALES PARA DIMENSIONAMIENTO DE ARROYO	69
6.2.2	SALIDAS MODELO HIDRÁULICO DEL ARROYO	70
6.3	ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RIO GUADARRAMA Y AFECCIÓN DEL VERTIDO DE AGUAS PLUVIALES PROCEDENTES DEL SECTOR	81
6.3.1	INTRODUCCIÓN	81
6.3.2	AFECCION AL CAUCE	82
6.3.2.1	INTRODUCCCIÓN	82
6.3.2.2	AFECCIÓN DEL CAUDAL DEL ARROYO TRAS EL VERTIDO	82
6.3.2.3	AFECCIÓN AMBIENTAL DE LA ACTUACIÓN	87
<b>7.</b>	<b><u>DESCRIPCIÓN DE LA RED DE SANEAMIENTO SEPARATIVA PROYECTADA EN EL SECTOR</u></b>	
7.1	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA RED DE SANEAMIENTO	87
7.2	CONEXIÓN DE LA RED CON EL EXTERIOR	87
7.3	CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS	
7.5.1	AMBITO DEL PROYECTO Y ZONIFICACIÓN	88
7.5.2	DOTACIONES UNITARIAS Y VERTIDO DE AGUAS FECALES	89
7.5.3	DOTACIONES UNITARIAS Y VERTIDO DE AGUAS PLUVIALES	92

**DOCUMENTO Nº 2: PLANOS**



**DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA**

## **1. OBJETO DEL PRESENTE DOCUMENTO**

El presente documento tiene por objeto el estudio hidrológico e hidráulico de los cauces afectados por el Sector “Los Cantizales” para la tramitación ante la Consejería de Medio Ambiente de la Modificación Puntual del P.G.O.U de Villanueva de la Cañada (Madrid).

## **2. LIMITES DEL SECTOR**

El ámbito del sector se encuentra situado en el Municipio de Villanueva de la Cañada en Madrid, concretamente en la zona denominada Villafranca del Castillo.

Los límites del Sector “Los Cantizales” son:

Norte: La Mocha Chica.

Sur: La carretera M-503.

Este: El río Guadarrama.

Oeste: Suelo no urbanizable y muy próximo el Término Municipal de Villanueva del Pardillo.

## **3. CONEXIÓN CON EL EXTERIOR**

Se describe esquemáticamente a continuación la conexión con el exterior:

### **Red viaria**

La red viaria del Polígono se conecta con el exterior a través de la carretera M-503 de Pozuelo de Alarcón a Villanueva de la Cañada y con la urbanización de Villafranca del Castillo a través de las calles Camino Bajo del Castillo y Avenida Valle de Esteribar.

### **Alcantarillado**

La conexión con el exterior se realiza de dos formas, siguiendo las indicaciones del Canal de Isabel II:

- La red de aguas fecales, a través del colector general que discurre por la ribera del río Guadarrama hasta la EDAR del Gauadarrama Medio, conectando en el pozo nº 99 de dicho colector.
- La red de aguas pluviales, desagua directamente al cauce del río Guadarrama, realizando un acondicionamiento del terreno para evitar zonas donde quede retenida el agua.

### **Agua**

Se realizará una conexión a la red de abastecimiento existente en la tubería de diámetro 600 mm de fundición dúctil, denominada Arteria Conducción Valmayor-El Olivar, que discurre paralela a la carretera M-509, en un punto próximo a su intersección con la carretera M-503.

## **5. MEDIDAS ADOPTADAS PARA LA EVACUACIÓN DE LAS AGUAS PROCEDENTES DEL SECTOR.**

Se regenerará el cauce existente denominado “Arroyo”, con las mismas características, mejoradas, siguiendo similar trazado, pero con capacidad para absorber la avenida de período de retorno de 500 años en la situación futura, es decir, una vez ejecutado el sector. La sección del cauce será trapecial de 1m de base y taludes 2H:1V. Esta sección será capaz de absorber los caudales generados en el sector para las avenidas de 500 años.

## **5. ESTUDIO HIDROLÓGICO DEL ARROYO EXISTENTE EN EL SECTOR**

### **5.1 INTRODUCCIÓN GENERAL**

Este Estudio Hidrológico de los caudales máximos de avenida del arroyo a su paso por el Sector “Los Cantizales” en el T.M de Villanueva de la Cañada, tiene por objeto último, obtener los caudales máximos asociados a distintos periodos de retorno.

En particular con el estudio se pretende determinar los caudales correspondientes a las siguientes avenidas:

- Máxima crecida ordinaria tal como se establece en el artículo 4.1 el Reglamento del Dominio Público Hidráulico. Según el artículo 4º, para delimitar el alveo o cauce natural de una corriente continua o discontinua, debe determinarse el terreno cubierto por las aguas con la máxima crecida ordinaria(M.C.O ), para la cual hay que estimar, previamente, el caudal correspondiente a ésta. Según el artículo 4.2 e considerará como caudal de M.C.O. “ la media de los máximos caudales en su régimen natural, producidos durante 10 años consecutivos, que sean representativos del comportamiento hidráulico de la corriente”.

Al definir la media de los máximos anuales de un período representativo de 10 años consecutivos, se está estableciendo un rango de posibles valores, compatibles con la Ley, en el que se moverá el caudal de M.C.O. La elección de uno de esos valores será función de lo que se entiende por representatividad del comportamiento hidráulico de la corriente.

La condición relativa a la representatividad del período parece, en cualquier caso, querer excluir los decenios singulares, y situar la M.C.O en el entorno de los valores centrales de la serie.

Hay que resaltar el párrafo final del Informe Parcial sobre ASPECTOS PRÁCTICOS DE LA DEFINICIÓN DE LA MÁXIMA CRECIDA ORDINARIA, fechado en Junio de 1994, emitido por el CEDEX en el marco de la Asistencia Técnica a la Dirección General de Calidad de las Aguas del MOPTMA para la Ordenación de Cauces y Márgenes Inundables:



La M.C.O es un elemento válido para establecer un primer trazado aproximado en planta, pero los márgenes de incertidumbre hasta llegar al trazado definitivo del deslinde no deben resolverse en clave hidrológica, sino directamente en el campo con criterios fluviomorfológicos, medioambientales y sociales. La línea de agua del umbral de inundación, por su propia naturaleza, tiene carácter de límite inferior.

De acuerdo con las directrices que se deducen del Informe del CEDEX, la delimitación de M.C.O se identificará, de manera simple y directa, con la zona inundable de período de 5 años asociada al escenario histórico.

- Avenidas extraordinarias previsible para diferentes períodos de retorno y en particular la de 500 años que sirve para delimitar las zonas inundables.

En este caso, y siguiendo la recomendación del CEDEX se ha tomado como caudal de máxima crecida ordinaria aquel para el cual el período de retorno tiene un valor de:

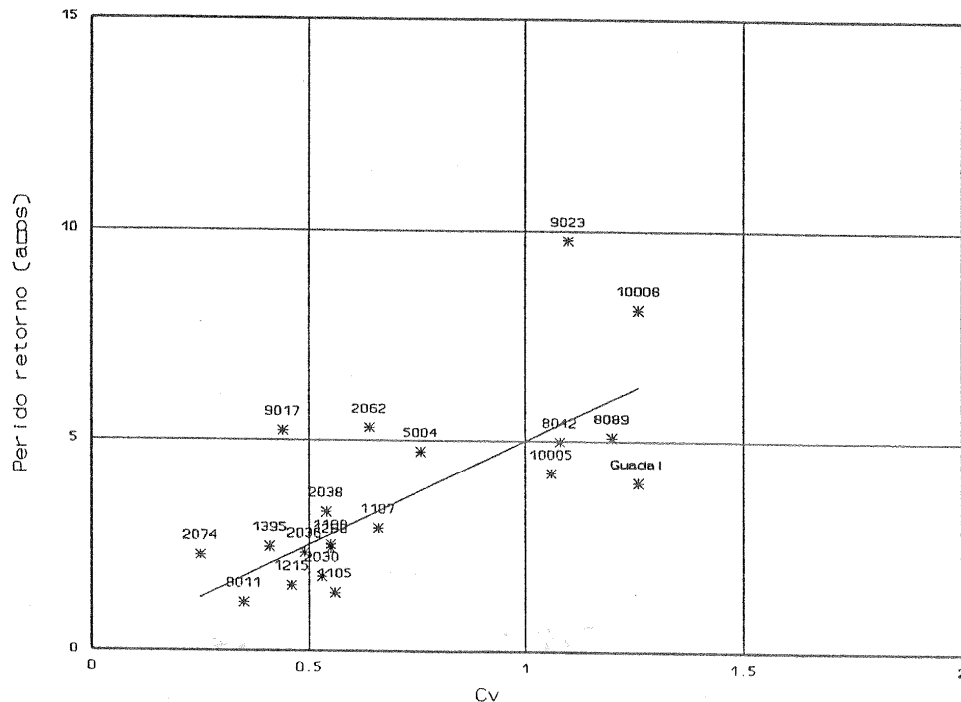
$$T(Q_d) = 5C_v$$

Siendo  $C_v$  el coeficiente de dispersión de la ley que relaciona el caudal de desbordamiento,  $Q_d$  con el caudal medio,  $Q_m$ .

$$\frac{Q_d}{Q_m} = 0.7 + 0.6 \cdot C_v$$

Del análisis realizado por el CEDEX de una serie de cauces de la península ibérica en el que se relaciona el caudal de desbordamiento con el periodo de retorno se deriva que el caudal de desbordamiento de los ríos presenta una distribución de frecuencias media de periodos de retorno, cuya media es 3,7 años. Un índice de la dispersión de dicha distribución es el coeficiente de variación, que toma un valor de 0,6. Se debe tener en cuenta que el número de cauces con régimen moderado es mayor que con régimen extremo, por lo que la distribución está algo sesgada hacia periodos de retorno bajos.

En función de dicho análisis y teniendo en cuenta que el desbordamiento del cauce en el tramo analizado se origina para caudales muy altos, se ha asumido como al caudal de máxima crecida ordinaria el caudal para 5 años de período de retorno.



Ley que relaciona el periodo de retorno de  $Q_d$  con  $C_v$

## 5.2. MODELO HIDROLÓGICO APLICADO A LA ZONA DE ESTUDIO

El modelo HEC-HMS utilizado en el presente documento para la modelización de las aportaciones de las cuencas de los tramos de arroyo situados en el Sector "Los Cantizales" en el T.M de Villanueva de la Cañada, parte del modelo anterior HEC-1 realizado por el cuerpo de ingenieros de Estados Unidos al final de los años sesenta y mejorado en los setenta, con la incorporación del sistema operativo Windows. Éste es un modelo de evento, pues simula una determinada tormenta que es analizada por métodos hidrológicos, es decir, un modelo precipitación - escorrentía.

Está diseñado para simular la respuesta a una fuerte precipitación en una cuenca, representándose dicha respuesta a través de la combinación de mecanismos hidráulicos e hidrológicos interconectados.

Cada uno de estos mecanismos constituye uno de los componentes del programa, referido al proceso precipitación - escorrentía en una parte de la cuenca. Cada componente requiere la definición de un conjunto de parámetros que especifiquen sus

características particulares, así como las relaciones matemáticas de los procesos físicos que tienen lugar.

El resultado del proceso de modelización es la determinación de los hidrogramas en los puntos deseados.

La cuenca completa se simula de forma que el proceso hidrológico que tiene lugar, pueda representarse, a través de parámetros, con unos condicionantes medios, tanto desde el punto de vista espacial como temporal. Para ello, en este caso en particular, se ha dividido la cuenca de estudio en catorce subcuencas para aproximar con mayor precisión el modelo de la cuenca a la realidad.

Los procesos que tienen en cuenta el programa se refieren fundamentalmente a:

- **Generación de escorrentía.** Se hace necesario definir el hietograma de la tormenta de cálculo, que es el dato de entrada básico para la determinación de la escorrentía de la cuenca. La escorrentía se obtiene por la diferencia entre el volumen total precipitado en cada intervalo de tiempo, la infiltración, la retención y la interceptación de la lluvia por la vegetación y otras superficies. Esta escorrentía por intervalo de tiempo se convierte en el hidrograma de la subcuenca a partir de la aplicación de las técnicas del hidrograma unitario, el cual normaliza los caudales y los intervalos de tiempo considerados.
  
- **Propagación en los cauces.**
  
- **Operaciones especiales.** Además de los procesos normales de generación de la escorrentía y propagación de ésta a lo largo de los cauces, el modelo pueden simular el funcionamiento de infraestructuras, incluyendo embalses de laminación, canales de desviación, trasvases, etc.

A continuación se describe brevemente la formulación utilizada para describir cada uno de los procesos hidrológicos simulados:

### **5.2.1 Estimación de la lluvia neta**

La obtención de la lluvia neta requiere descontar de la lluvia total, aquella parte que

queda interceptada por la vegetación, almacenada en charcos o que se infiltra y por tanto no forma parte del hidrograma de crecida.

El método utilizado es el propuesto por el Soil Conservation Service (SCS) basado en el concepto ampliamente empleado del “número de curva”.

Este método propone las siguientes leyes de escorrentía:

$$\text{Ecuación 1} \quad \sum E = 0 \quad \text{si} \quad \sum P \leq P_o$$

$$\text{Ecuación 2} \quad \sum E = \frac{(\sum P - P_o)^2}{\sum P + 4 P_o} \quad \text{si} \quad \sum P > P_o$$

siendo:

$\sum P$ , lluvia acumulada desde el comienzo del aguacero hasta el instante considerado (mm).

$\sum E$ , lluvia neta (mm) provocada por  $\sum P$ .

$P_o$ , umbral de escorrentía (mm).

El parámetro  $P_o$  (mm) se puede determinar en función del contraste entre los volúmenes de precipitación neta observados y calculados.

### **5.2.2 Obtención del hidrograma de escorrentía superficial**

Una vez obtenido el hietograma neto en cada subcuenca, se realiza el cálculo de los caudales de escorrentía a lo largo del tiempo, lo que constituye su hidrograma de salida.

La escorrentía se obtiene con el método del hidrograma unitario, propuesto por Sherman, método ampliamente utilizado y basado en la hipótesis de que el sistema lluvia neta-escorrentía directa es un sistema lineal invariante con el tiempo.

Se define el hidrograma unitario como aquel provocado por una lluvia de duración e intensidad dadas, uniforme en el espacio y en el tiempo. Obtenido éste, se puede calcular el hidrograma resultante de un chubasco arbitrario del que se conozca su

hietograma neto mediante la expresión:

**Ecuación 3** 
$$Q_i = \sum_{j=1}^i U_j X_{(i-j+1)}$$

siendo:

- $i$ , intervalo de cálculo.
- $U_j$ , ordenada j del hidrograma unitario
- $X_i$ , valor medio del histograma neto en el intervalo i
- $Q_i$ , caudal resultante al final del intervalo i.

El hidrograma unitario puede estimarse directamente a partir de registros de histogramas e hidrogramas, pero es más habitual el empleo de hidrogramas sintéticos que dependen de unos pocos parámetros. Estos parámetros pueden calibrarse también con datos registrados o bien estimarse a partir de expresiones empíricas obtenidas en cuencas experimentales, en aquellos casos en que no se dispongan de suficientes datos.

### 5.2.3 Propagación de hidrogramas en cauces

Los métodos hidrológicos para el cálculo de la propagación de hidrogramas en un cauce o embalse utilizan como base la ecuación de continuidad, que puede escribirse como:

**Ecuación 4** 
$$I(t) - O(t) = \frac{dS(t)}{dt}$$

siendo:

- $I(t)$  = hidrograma de entrada en el tramo en el tiempo t.
- $O(t)$  = hidrograma de salida en el tramo en el tiempo t.
- $S(t)$  = volumen almacenado en el tramo en el tiempo t.

Al discretizar y expresar en diferencias finitas la ecuación anterior en el intervalo de duración  $\Delta t$  comprendido entre el tiempo i y el tiempo i+1 resulta:

**Ecuación 5** 
$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{S_{i+1} - S_i}{\Delta t}$$

#### **5.2.4 Parámetros de modelización**

El modelo utilizado requerirá una serie de parámetros asociados al comportamiento de cada cuenca y subcuenca frente a la acción de una tormenta, así como de las conexiones entre las subcuencas llevadas a cabo mediante los tránsitos y la circulación en el embalse:

- Características morfológicas de cada subcuenca.
- Número de curva, para considerar las pérdidas por infiltración teniendo en cuenta los usos del suelo y las permeabilidades del substrato para cada subcuenca.
- Tiempo de retardo, obtenido partiendo del tiempo de concentración.
- Estudio de los tránsitos.

El modelo utilizado quedará determinado por su cuenca y/o subcuencas.

### **5.3. PLUVIOMETRÍA**

#### **5.3.1 Introducción**

El objetivo básico del estudio pluviométrico es la determinación de las precipitaciones máximas necesarias para la entrada de datos en los modelos hidrometeorológicos para el cálculo de caudales. Estas precipitaciones constituyen la lluvia de proyecto. Aunque no se utilizarán métodos hidrológicos para el cálculo de caudales creemos interesante incluir un estudio de la precipitación en la zona de estudio.

#### **5.3.2. Distribución espacial de la precipitación. distribución sqrt- et max.**

Se hace un análisis regional de precipitaciones máximas areales, determinando su valor asociado a cuantiles dimensionales, obtenidos aplicando la Ley de Distribución de Frecuencias SQRT-ET max.

El proceso de selección del modelo de ley se ha llevado a cabo debido a las siguientes

razones:

1.- Es el único de los modelos analizados de la ley de distribución, que ha sido propuesto específicamente para la modelación estadística de máximas lluvias diarias.

2.- Está formulada con sólo dos parámetros lo que conlleva una completa definición de los cuantiles en función exclusivamente del coeficiente de variación con lo que se consigue una mayor facilidad de presentación de resultados.

3.- Por la propia definición de la ley proporciona resultados más conservadores que la tradicional ley de Gumbel.

4.- Conduce a valores más conservadores que los otros modelos de la ley analizados para las 17 regiones con cuantiles menores, mostrando unos resultados similares en el resto de las regiones.

5.- Demuestra una buena capacidad para reproducir las propiedades estadísticas observadas en los datos, lo que se comprobó mediante técnicas de simulación en Montecarlo.

Una vez obtenido la precipitación máxima se realizará una estimación de los umbrales de escorrentía aplicando las tablas del S.C.S

### **5.3.3. Pluviometría. estudio regional de precipitaciones máximas areales**

Obtenemos los siguientes valores de precipitación, coeficientes de variación y cuantiles de precipitación, asociados a los distintos periodos de retorno.

**TABLA 1**

T(años)	2	5	10	15	25	50	100	250	500
Pd(mm)	52	70	82	89	99	112	126	146	162

#### 5.4. **CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA DE APORTACIÓN**

Como base previa al desarrollo de otros elementos del estudio se han analizado las características morfológicas e hidrológicas de la cuenca de aportación. Se ha procedido a través de las siguientes etapas:

División de la cuenca en unidades hidrológicas requeridas por el estudio.

- Cálculo de los parámetros morfológicos fundamentales, superficie, tiempo de concentración, índices de compacidad, pendiente, etc.
- Estudio de los parámetros hidrológicos, que ligan la precipitación con la escorrentía.
- En los apartados que siguen se describe la metodología empleada y los resultados obtenidos.

##### 5.4.1 ***División de la cuenca***

Se ha subdividido la cuenca en 14 subcuencas, cuyas características se detallan a continuación:

Número de subcuenca	Superficie (km <sup>2</sup> )	Longitud máxima (Km)	Cota máxima (m)	Cota mínima (m)	Desnivel (m)	Pendiente (m/m)
S-1	0.49653	0.77629	641.50	615.00	26.5	0.0341
S-2	0.00782	0.09673	621.22	615.00	6.22	0.0643
S-3	0.11721	0.08095	621.50	616.13	5.37	0.0663
S-4	0.71994	0.37232	636.33	616.13	20.20	0.05425
S-5	0.01632	0.14193	624.00	616.13	7.87	0.0554
S-6	0.04941	0.34459	620.00	611.00	9.00	0.02611
S-7	0.00673	0.16436	620.83	611.00	9.83	0.0598
S-8	0.00915	0.12184	616.13	611.00	5.13	0.0421
S-9	0.01770	0.36074	620.00	609.05	10.95	0.0303
S-10	0.005610	0.10633	616.50	609.05	7.45	0.0700
S-11	0.096641	0.55658	609.05	596.00	13.05	0.0234
S-12	0.05271	0.20500	623.50	610.00	13.50	0.06585
S-13	0.04945	0.20933	624.00	608.50	15.50	0.07400
S-14	0.01100	0.10109	621.00	610.00	11.00	0.10880
S-15	0.05909	0.37500	609.00	598.00	11.00	0.02930



Número de subcuenca	Superficie (km <sup>2</sup> )	Longitud máxima (Km)	Cota máxima (m)	Cota mínima (m)	Desnivel (m)	Pendiente (m/m)
S-16	0.01422	0.22500	624.00	610.50	13.50	0.06000

#### 5.4.2. Tiempo de concentración

Se define como tiempo de concentración al tiempo que tarda en llegar la última gota de lluvia que produce escorrentía desde el punto más alejado a la sección donde se mide el hidrograma.

Para la determinación del tiempo de concentración de la cuenca se utiliza la fórmula de Témez:

$$t_c = 0,3 \left( \frac{L}{S^{0,25}} \right)^{0,75}$$

Siendo: L: longitud del cauce principal más largo en km  
S: pendiente promedio de la cuenca

El valor obtenido para cada una de las subcuencas mediante la fórmula de Témez es el siguiente:

Número de subcuenca	Tc (h)
S-1	0.4701
S-2	0,0856
S-3	0,0740
S-4	0,2460
S-5	0,1170
S-6	0.2668
S-7	0,1299
S-8	0,1106
S-9	0.2686
S-10	0,0905
S-11	0,3920
S-12	0,1508
S-13	0,1499
S-14	0,0801
S-15	0.2780
S-16	0.1648

## 5.5. NÚMERO DE CURVA

Una parte de lluvia total caída sobre la cuenca produce escorrentía superficial, función de la permeabilidad y de las condiciones hidrológicas del sustrato, y de los usos del suelo que se den en la cuenca y superficie ocupada por ellos. El número de curva permite calcular la lluvia que circula por la cuenca o lluvia eficaz.

A partir de los estudios geológicos y edafológicos se conoce la permeabilidad del terreno.

Analizando y tratando la información anterior, se digitalizan sobre el mapa de la cuenca las características del sustrato y los usos del suelo, generando dos ordenaciones temáticas de la cuenca de estudio: permeabilidad del sustrato y usos del suelo. Posteriormente se superponen ambos mapas temáticos para cada una de las subcuencas definidas, obteniéndose las características necesarias para asignar un número de curva a cada combinación de uso del suelo y permeabilidad del sustrato.

Los valores de los números de curva asignados a cada combinación resultante proceden de las publicaciones realizadas por el *U. S. Soil Conservation Service*. El número de curva asignado a cada subcuenca corresponde a la suma proporcional a la superficie ocupada por cada tipo de combinación de uso del suelo y permeabilidad del sustrato.

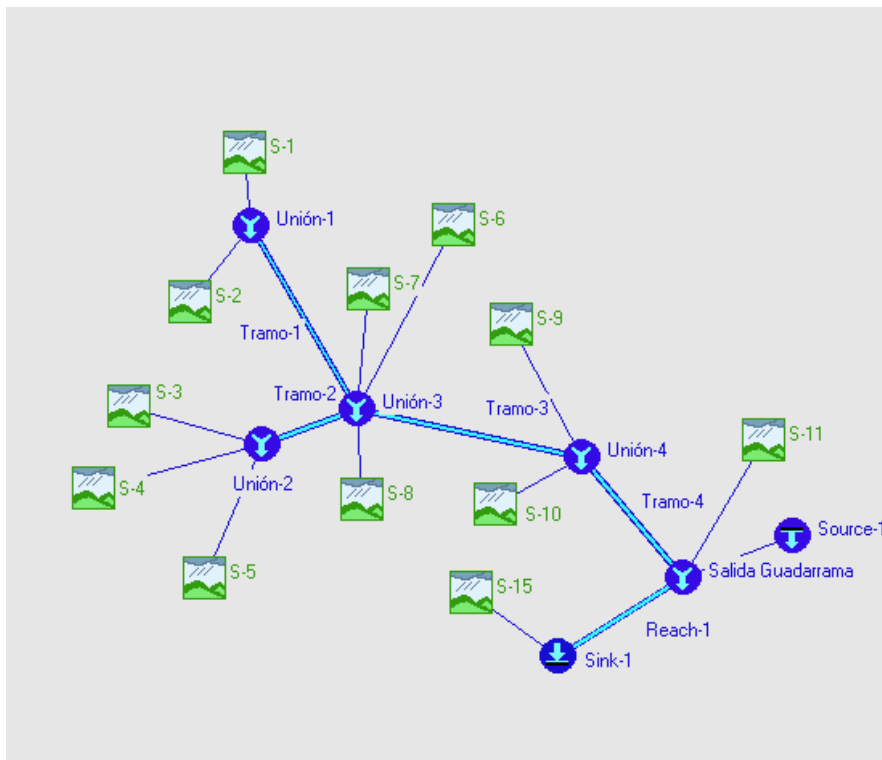
Los valores obtenidos son:

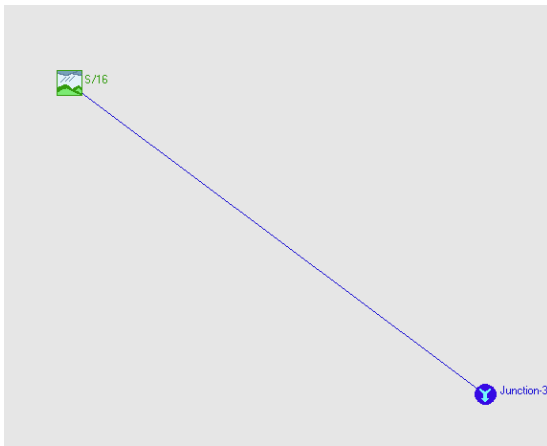
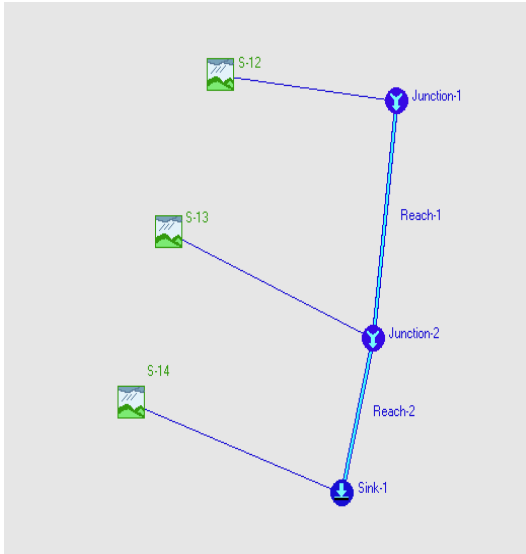
Número de subcuenca	Número de curva (mm)
S-1	77.30
S-2	68.80
S-3	68.80
S-4	68.80
S-5	68.80
S-6	68.80
S-7	68.80
S-8	68.80
S-9	68.80
S-10	68.80
S-11	68.80

Número de subcuenca	Número de curva (mm)
S-12	68.80
S-13	68.80
S-14	68.80
S-15	68.80
S-16	68.80

## 5.6. RESULTADOS ADOPTADOS

Por tanto, los valores obtenidos son:





### 5.6.1 Antes de la ejecución de las obras

Subcuenca	Caudal T= 5 años (m3/s)	Caudal T= 25 años (m3/s)	Caudal T= 500 años (m3/s)
S-1	0	0.158050	1.399300
S-2	0	0	0
Unión-1	0	0.158050	1.399300
S-3	0	0	0
S-4	0	0	0
S-5	0	0	0
Unión-2	0	0	0
S-6	0	0	0.001367
S-7	0	0	0
S-8	0	0	0

Subcuenca	Caudal T= 5 años (m3/s)	Caudal T= 25 años (m3/s)	Caudal T= 500 años (m3/s)
Unión-3	0	0.158050	1.399300
S-9	0	0	0.000487
S-10	0	0	0
Unión-4	0	0.158050	1.399300
S-11	0	0	0.039076
S-15	0	0	0.001574

Las aguas procedentes de las subcuencas S-1 a S-11 son recogidas por el arroyo 1.

La aguas procedentes de la subcuenca S-15 son recogidas por el río Guadarrama.

Las aguas procedentes de las subcuencas S-12 a S-14 y S-16 son recogidas por un colector existente bajo la carretera privada llamada C/Valle de Esteribar (carretera de acceso a Villafranca del Castillo y que divide en dos el Sector) y que conduce al saneamiento existente.

subcuenca	Caudal T= 5 años (m3/s)	Caudal T= 25 años (m3/s)	Caudal 500 años (m3/s)
S-12	0	0	0.036358
S-13	0	0	0
S-14	0	0	0
Salida	0	0	0.036358

### **5.6.2 Después de la ejecución de las obras**

Los valores obtenidos corresponden a los caudales que son evacuados en superficie (Q500-Q25) y que se utilizarán para el estudio hidráulico del arroyo.

Los caudales generados en el sector para período de retorno 500 años son los siguientes, obtenidos mediante la aplicación del método racional.

## PLUVIOMETRIA. ESTUDIO REGIONAL DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS AREALES

Obtenemos los siguientes valores de precipitación, coeficientes de variación y cuantiles de precipitación, asociados a los distintos periodos de retorno.

T(años)	2	5	10	25	50	100	500
Pd(mm)	52	70	82	99	112	126	162

### SUPERFICIE DE LA CUENCA DE APORTACIÓN:

Superficie Cuenca : 0,523 km<sup>2</sup>.

Para el cálculo del caudal en el tramo de interés se han determinado los siguientes parámetros:

Cuenca	Superficie (km <sup>2</sup> )	Longitud del curso principal (km)	Cota superior (m)	Cota inferior (m)	Desnivel (m)	Pendiente (m/m)
1	0,523	1,21	641,52	597,50	44,02	0,02868

### UMBRAL DE ESCORRENTÍA

Partiendo de la tabla adaptada en la Instrucción 5.2 I.C de la tabla de Umbrales de Escorrentía del S.C.S (Servicio de Conservación de Suelos), se obtienen unas capacidades de infiltración con suelos húmedos moderados y una capacidad de drenaje moderada.

**Valores de  $P_0$**

Usos	Porcentajes(%) Situación actual	Umbral de escorrentía( $P_0$ )
Zona verde	0,0870	22
Viario	0,013	3
Residencial	0,900	9

Asfaltos, hormigones:  $2 < P_0 < 5$  mm

Áreas residenciales o ligeramente industrializadas:  $7 < P_0 < 15$  mm

Por tanto, multiplicando los valores anteriores por el coeficiente corrector, que en la zona de estudio se considera 2,4 dado por la figura 2.5 de la Instrucción 5.2 I.C como consecuencia de la variación regional de la humedad habitual en el suelo al comienzo de los aguaceros significativos se obtienen los siguientes resultados:

$$P_0 \text{ total} = 19,22 * 2,4 = 46,128 \text{ mm}$$

## TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Se define como tiempo de concentración al tiempo que tarda en llegar la última gota de lluvia que produce escorrentía desde el punto más alejado a la sección donde se mide el hidrograma.

Para el cálculo del tiempo de concentración en zona urbana utilizamos la fórmula:

$T'c = Tc / (1 + 3\sqrt{\mu(2-\mu)})$ . Aplicando la fórmula obtenemos un valor de 0,17 h.

## PARÁMETROS COMUNES A TODOS LOS PERÍODOS DE RETORNO

### **Ka**

Parámetro corrector por no simultaneidad de precipitaciones en el área de la cuenca. Permite obtener una distribución areal de la precipitación distribuida uniformemente en el espacio.

Ka=1

### **K Coeficiente de uniformidad**

$$K = 1 + Tc^{1,25} / (Tc^{1,25} + 14) = 1,04$$

Siendo:

- Tc = Tiempo de concentración de la cuenca, en horas.
- L = Longitud en Km

## OBTENCIÓN DE LA MÁXIMA INTENSIDAD MEDIA

La intensidad media It (mm/h.), a emplear en la estimación de caudales de referencia por el método racional se obtiene de la siguiente expresión:

Siendo:

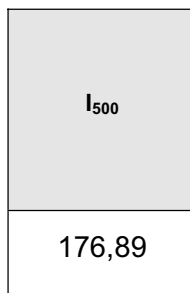


$$I_t = I_d \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{\left( \frac{28^{0.1} - t^{0.1}}{28^{0.1} - 1} \right)}$$

- $I_d$ : la intensidad media diaria de precipitación en mm/h, correspondiente al período de retorno considerado. Es igual a  $P_d/24$ .
- $P_d$ : la precipitación máxima en 24 h, calculada antes.
- $I_1$ : la intensidad horaria de precipitación correspondiente a dicho período de retorno, de forma que el cociente  $I_1/I_d$ , tiene un valor, para la zona de estudio según la Instrucción, igual a 10.
- $T$ : es la duración en horas del intervalo al que se refiere  $I_t$ , que se tomará igual al tiempo de concentración.

Aplicando la expresión matemática de las curvas de intensidad, podremos obtener una representación gráfica en la que se relacionan valores de intensidad media, en intervalos de diferente duración para un mismo periodo de retorno.

La relación  $I_1 / I_d$  se encuentra regionalizada para España en un mapa de Isolíneas  $I_1 / I_d$ , fig. 2.2. pág. 17 de la Instrucción 5.2. I.C.:  $(I_1 / I_d) = 10$



COEFICIENTE C DE ESCORRENTÍA APLICANDO LAS FORMULAS ADAPTADAS DEL S.C.S

La ley toma como punto de partida la ley derivada del U.S. Conservation Service que determina la escorrentía E de un aguacero en función de la lluvia P. La única variable de que depende el coeficiente de escorrentía es  $P_d/P_o$  y a través de ella se representa correctamente en la ley la lógica influencia que debe tener la lluvia, de forma que C crece con el período de retorno, y es tanto mayor cuanto más agresivo es el clima y más abundantes sus aguaceros.

$$C = \frac{(P_d/P_o - 1) * (P_d/P_o + 23)}{(P_d/P_o + 1)^2} \quad \text{Para } P_d > P_o$$

$$C = 0 \quad \text{para } P_d < P_o$$

Donde C es el coeficiente de escorrentía,  $P_d$  es la precipitación diaria y  $P_o$  es el umbral de escorrentía, es decir, la lluvia mínima capaz de producir escorrentía superficial.

Los valores obtenidos en la cuenca de estudio son:

P. de Retorno	500
C	0,32

MÁXIMOS CAUDALES ( M3/S) A CADA PERIODO DE RETORNO.

En función de las distintas superficies que se caracterizan por un coeficiente de escorrentía diferente, se calcula el caudal mediante la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{C * I * A * K}{3,6} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

Donde:

A es la superficie de la cueca en  $\text{Km}^2$

I: intensidad de lluvia asociada al tiempo de concentración de la cuenca en mm/h

C: coeficiente de escorrentía

K= coeficiente de uniformidad

P. de Retorno	500
Q	8,63

## RESULTADOS ADOPTADOS

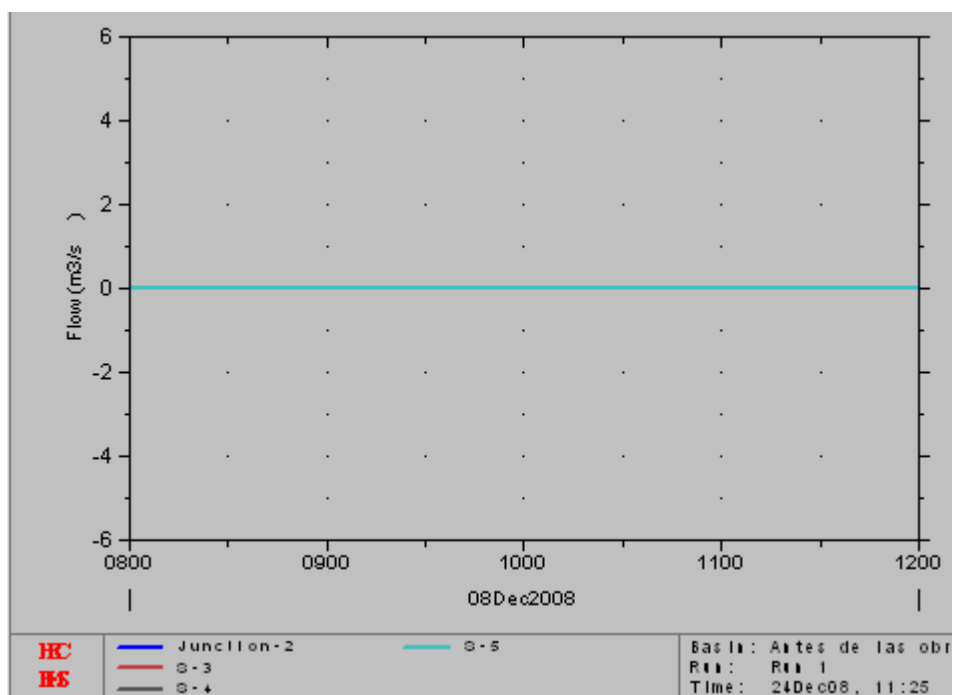
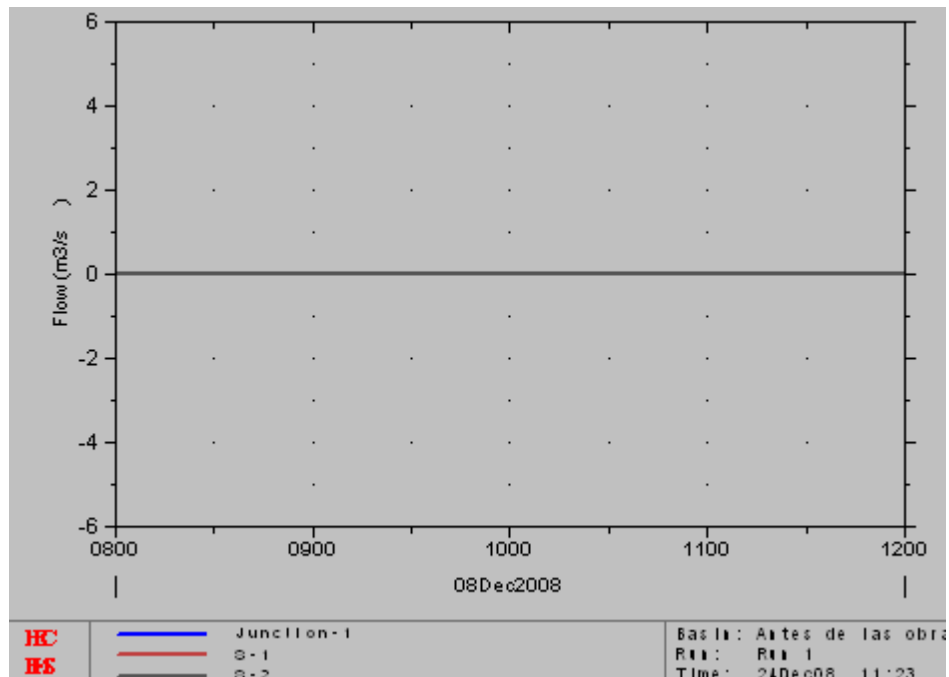
<b>Q500- Q25pluviales)</b>	<b>Caudales (m<sup>3</sup>/s)</b>
	8,63-4,79=3,84

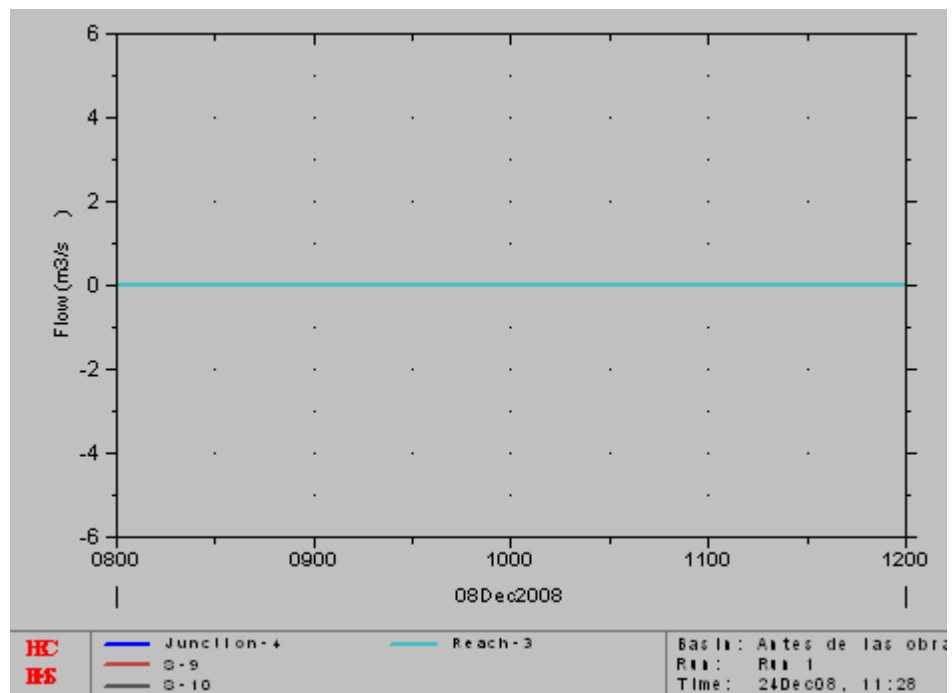
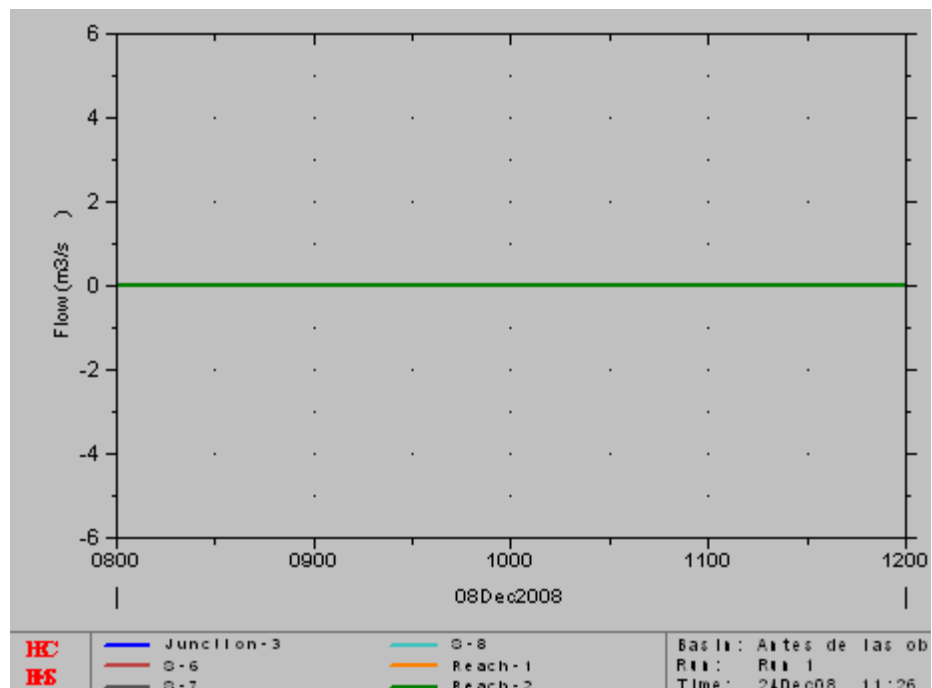
El caudal que es evacuado en superficie (Q500-Q25) y se utilizará para el estudio hidráulico del arroyo .La justificación del valor del caudal de las aguas pluviales se puede consultar en el apartado 7.3.2 del presente documento.

### 5.7. SALIDAS MODELO HIDROLÓGICO

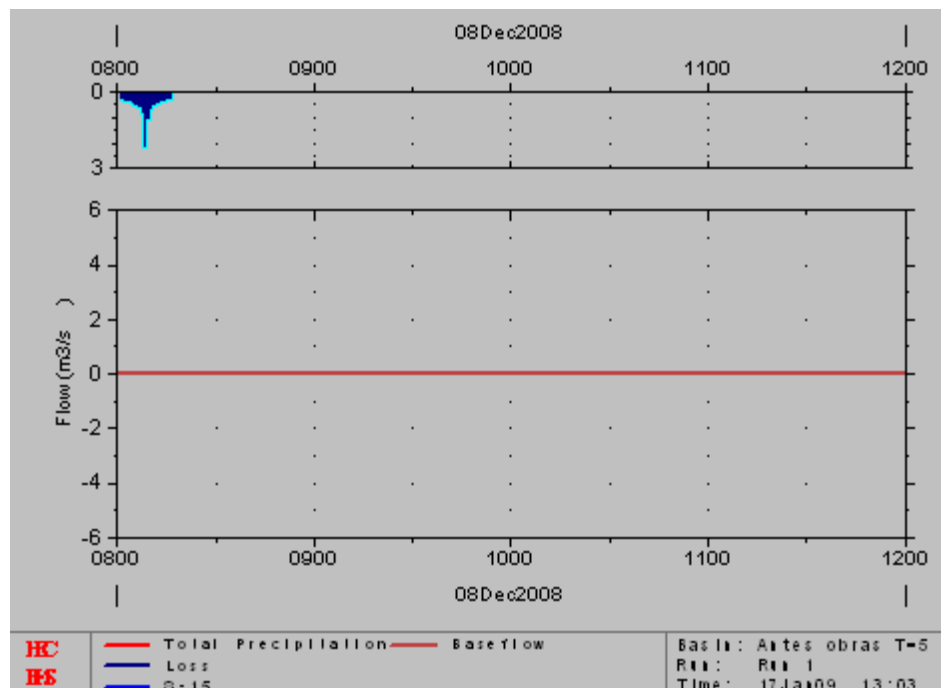
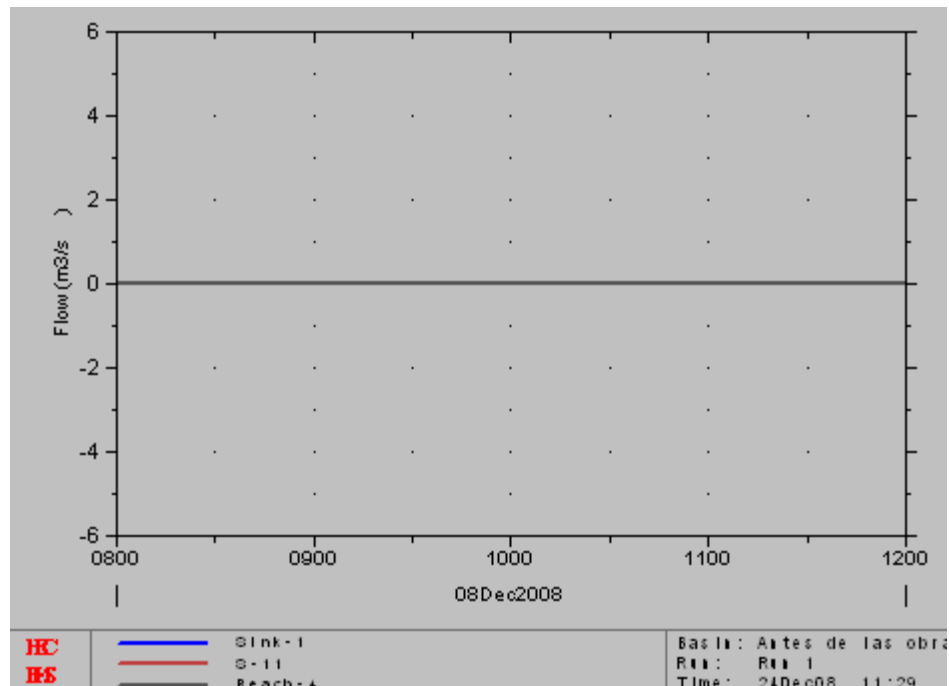
*Antes de la ejecución de las obras*

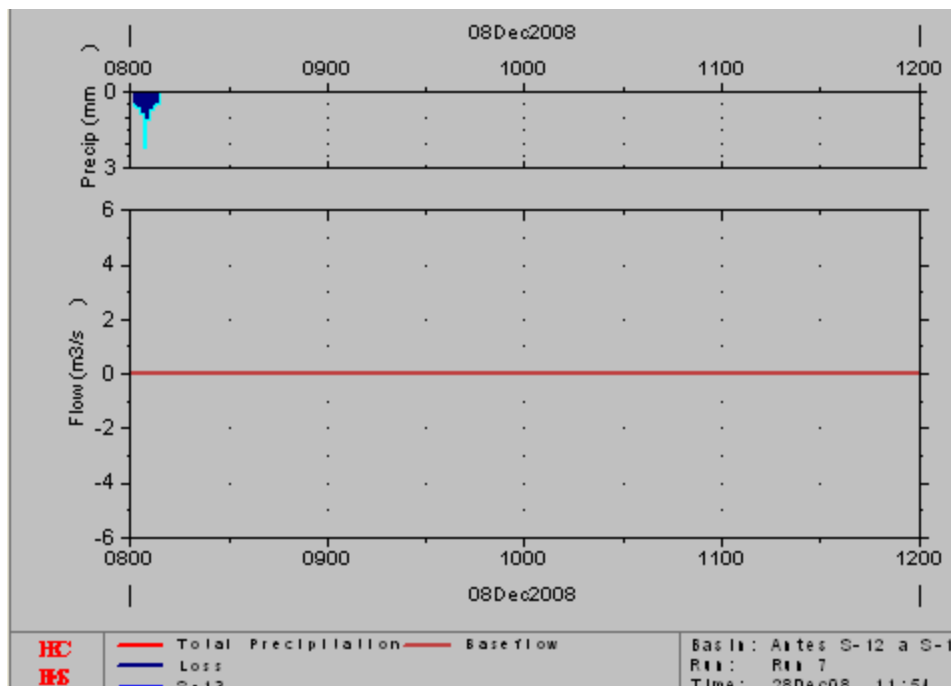
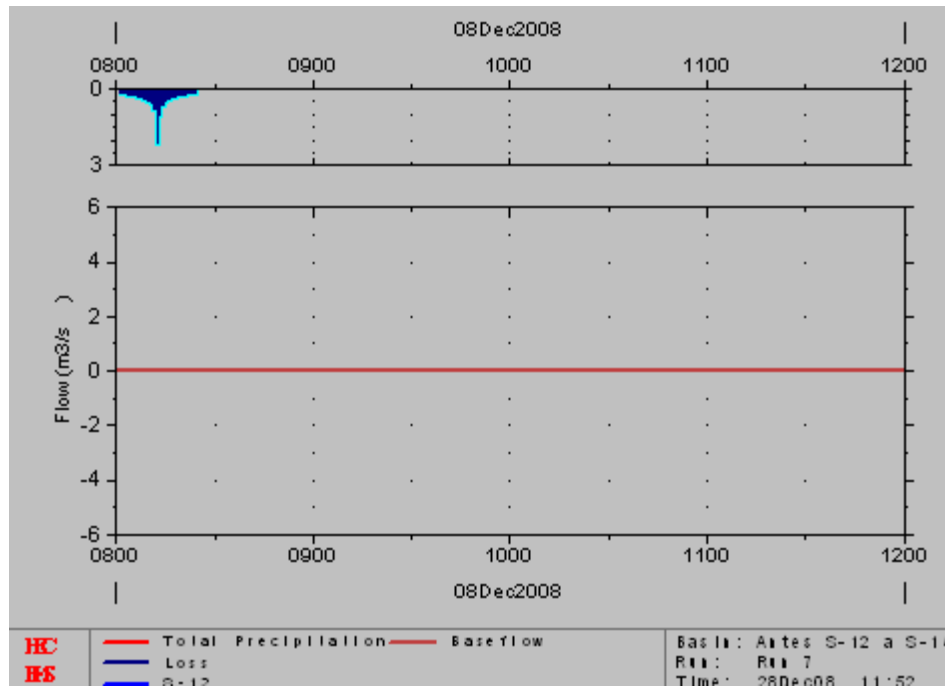
## Hidrogramas T= 5 años



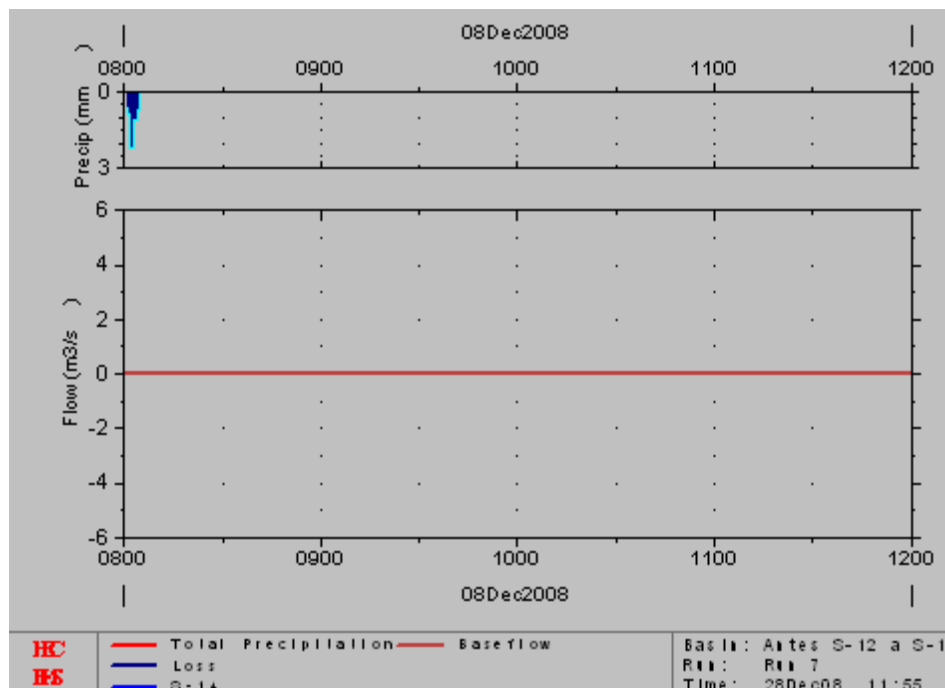


ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE LOS CAUCES AFECTADOS POR EL SECTOR “LOS CANTIZALES” PARA LA TRAMITACIÓN DE LA MODIFICACIÓN PUNTUAL DEL P.G.O.U DE VILLANUEVA DE LA CAÑADA (MADRID).

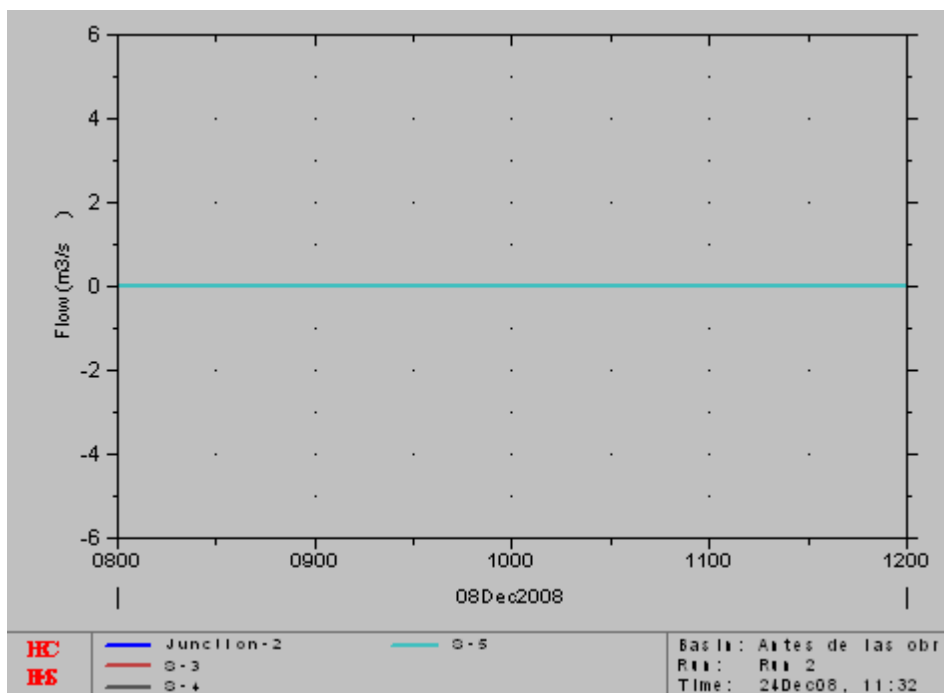
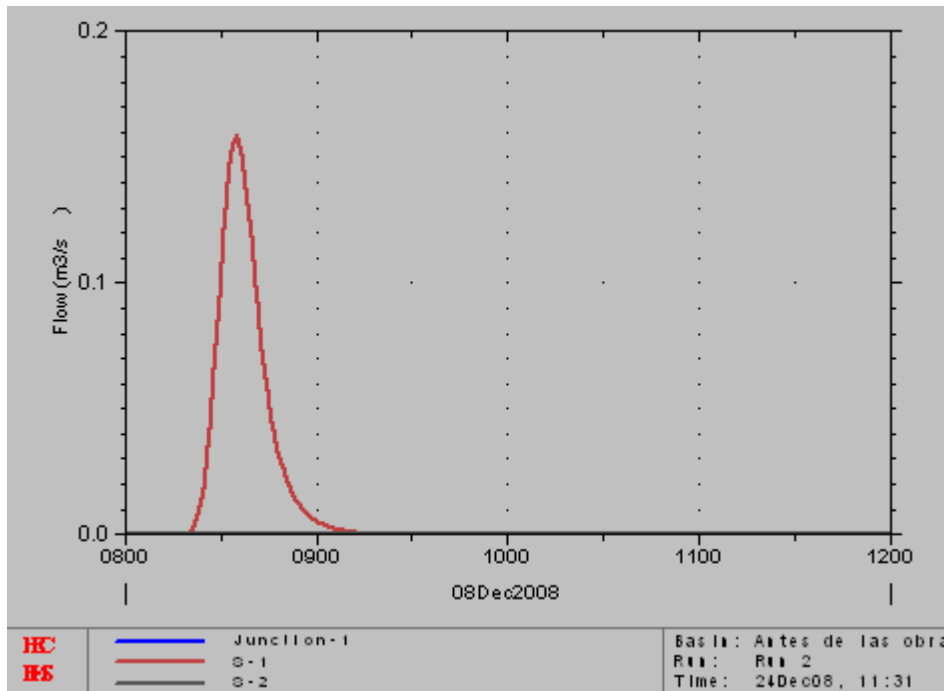


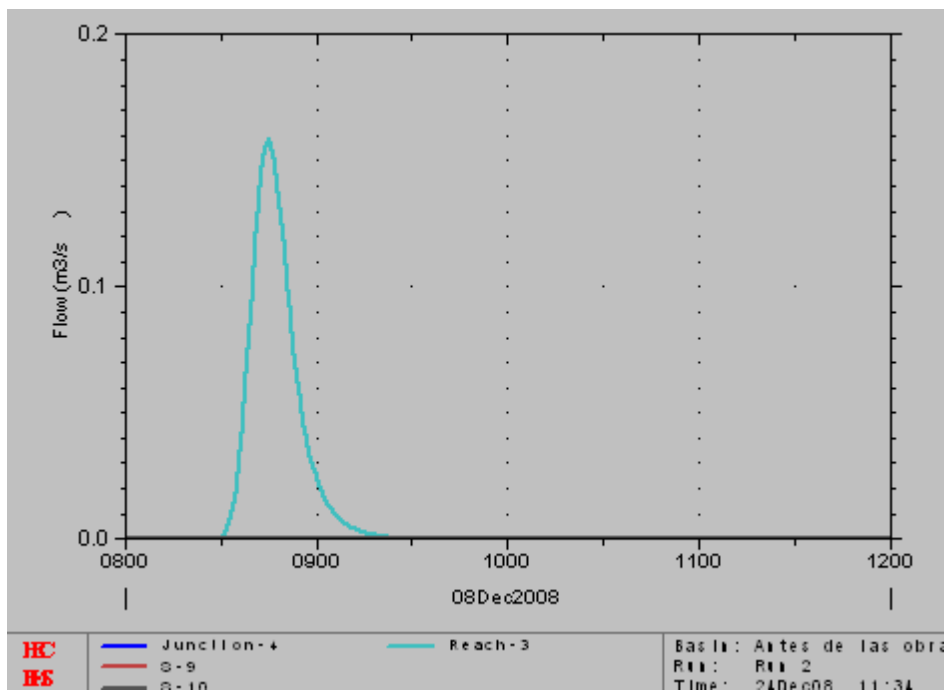
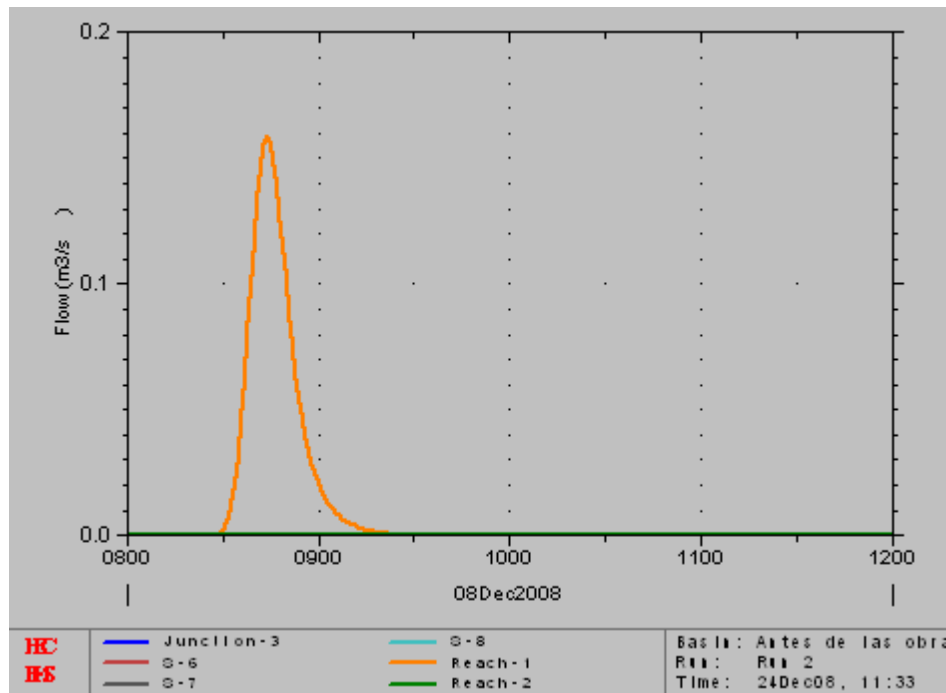


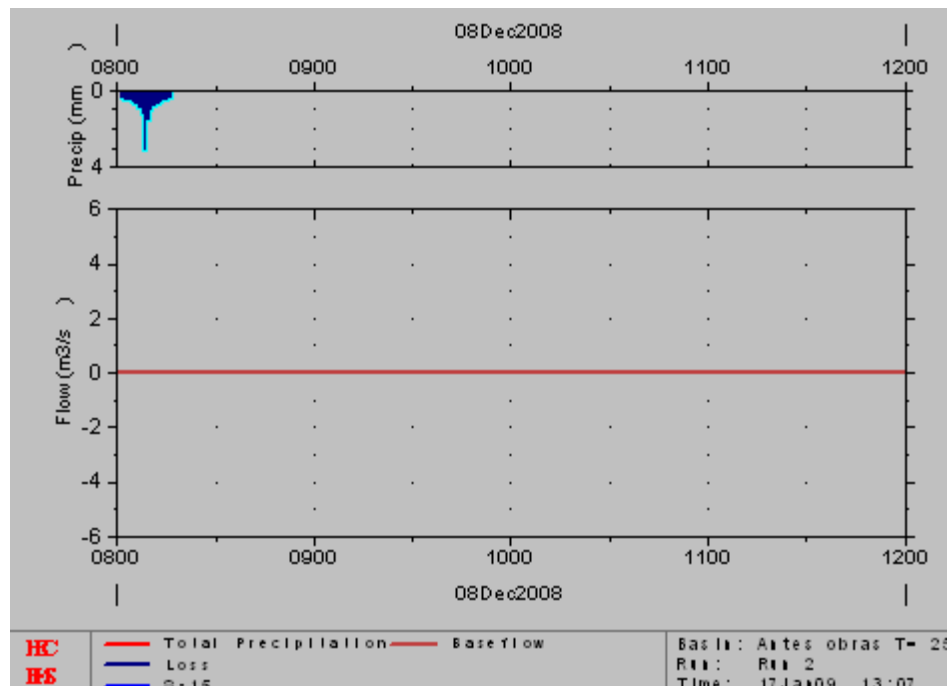
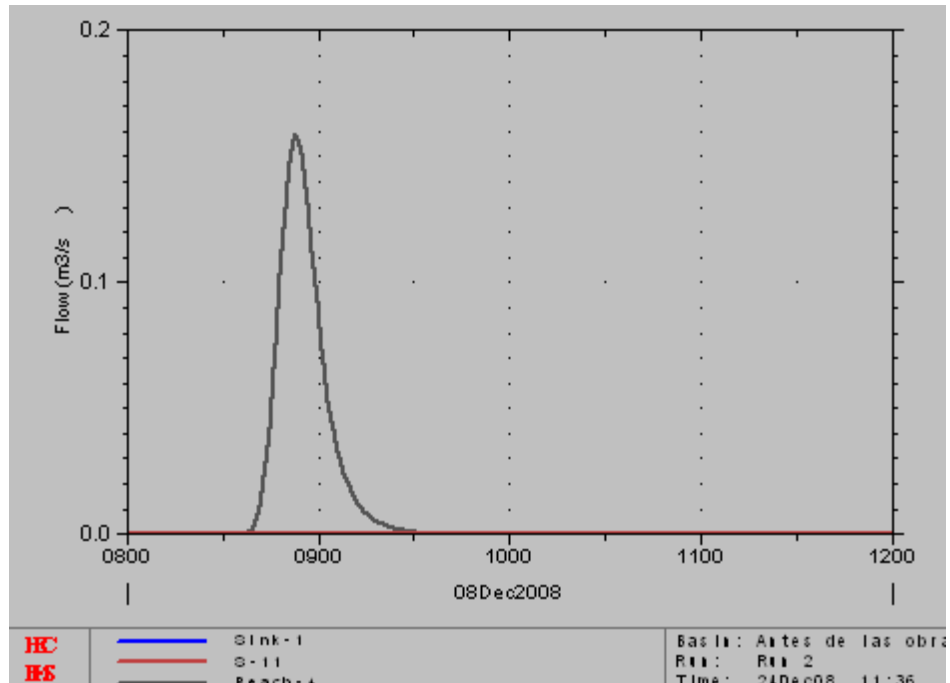


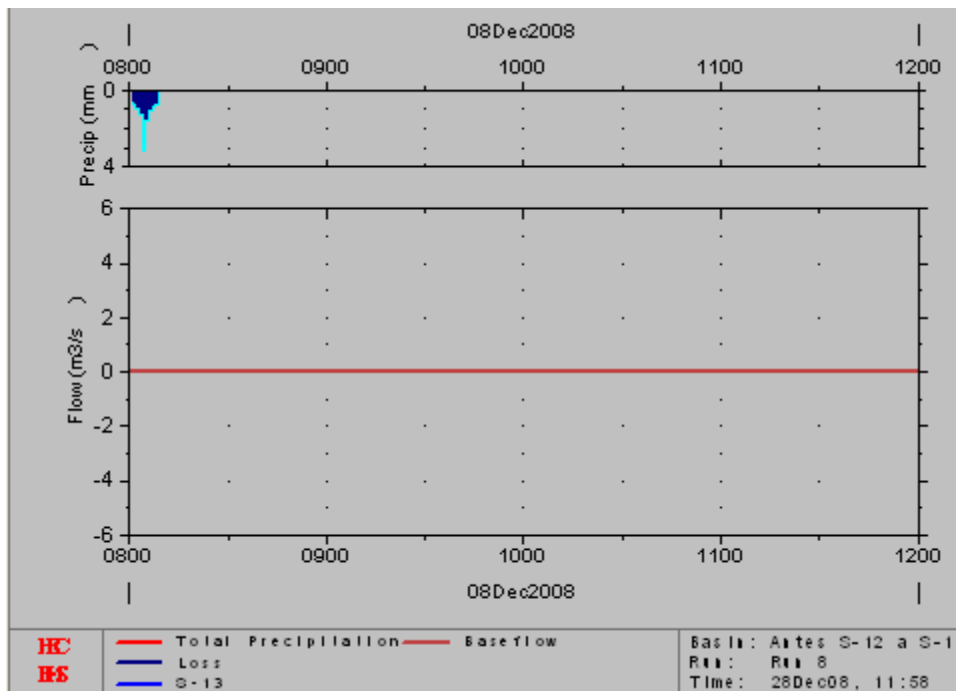
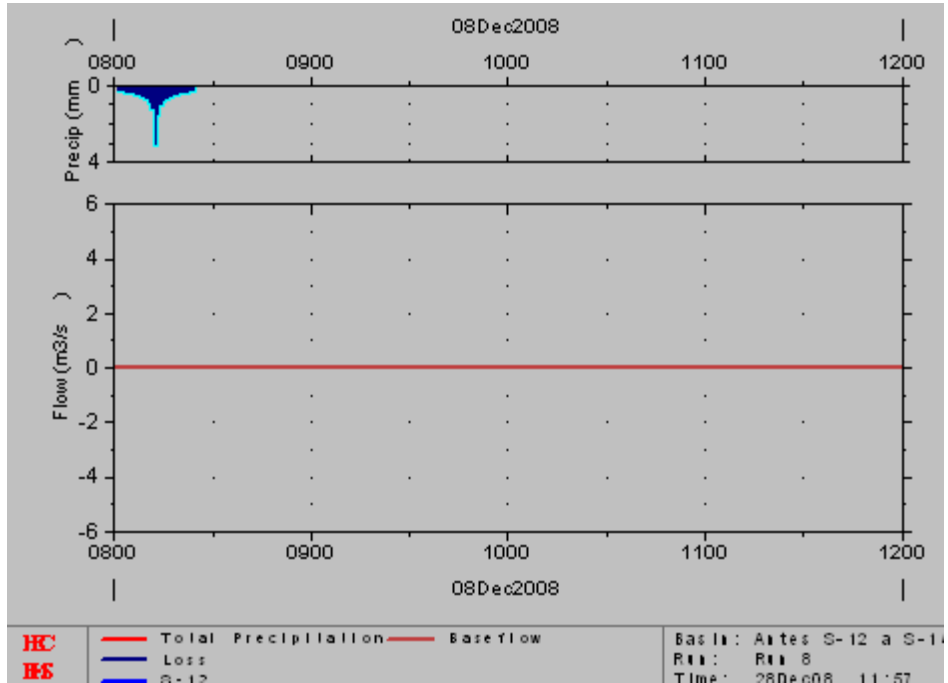


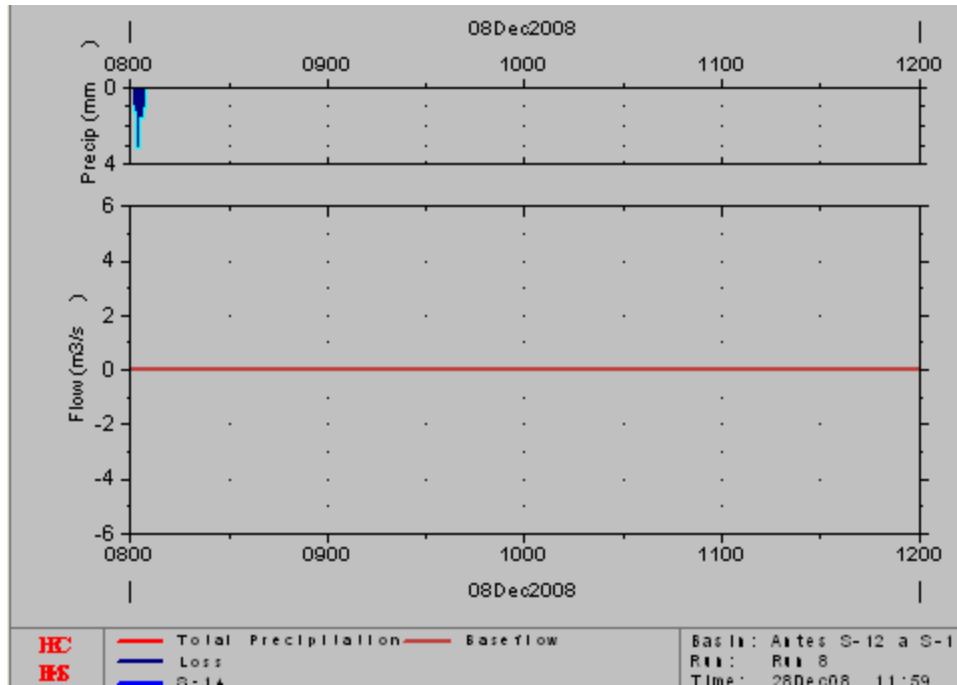
## Hidrogramas T= 25 años





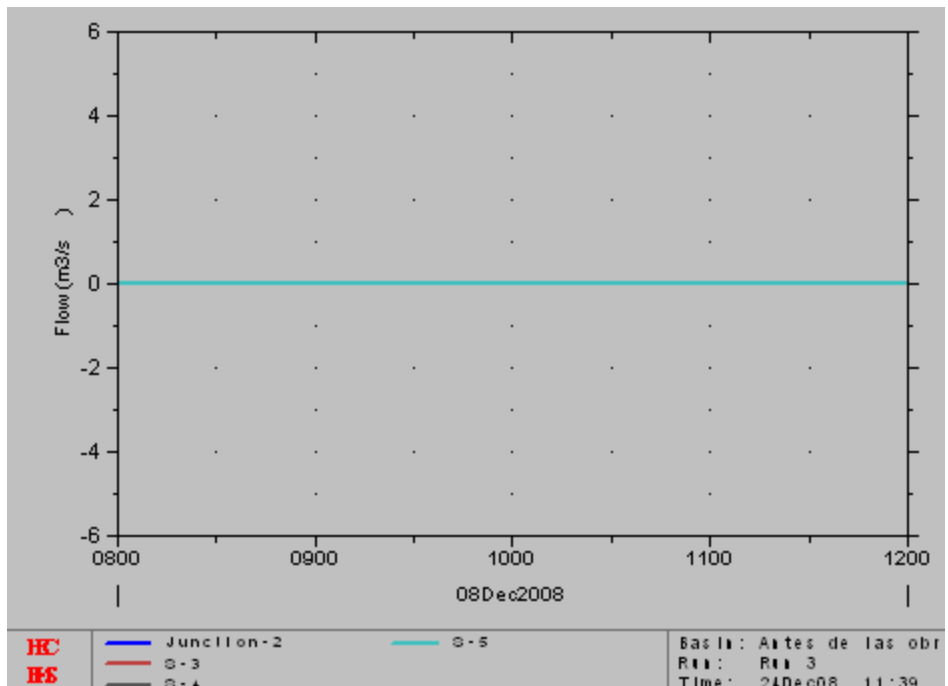
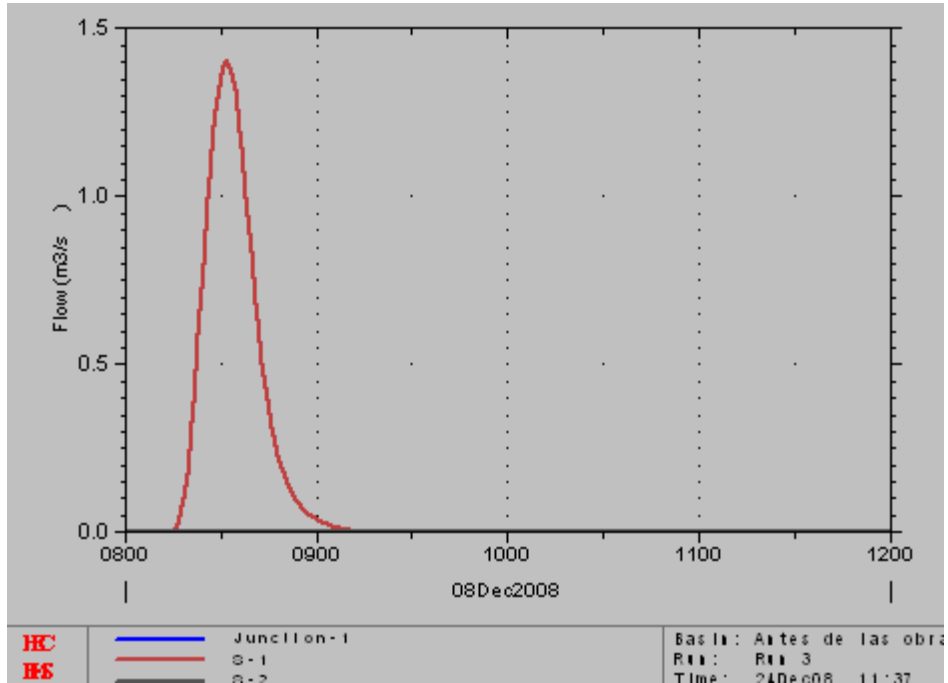


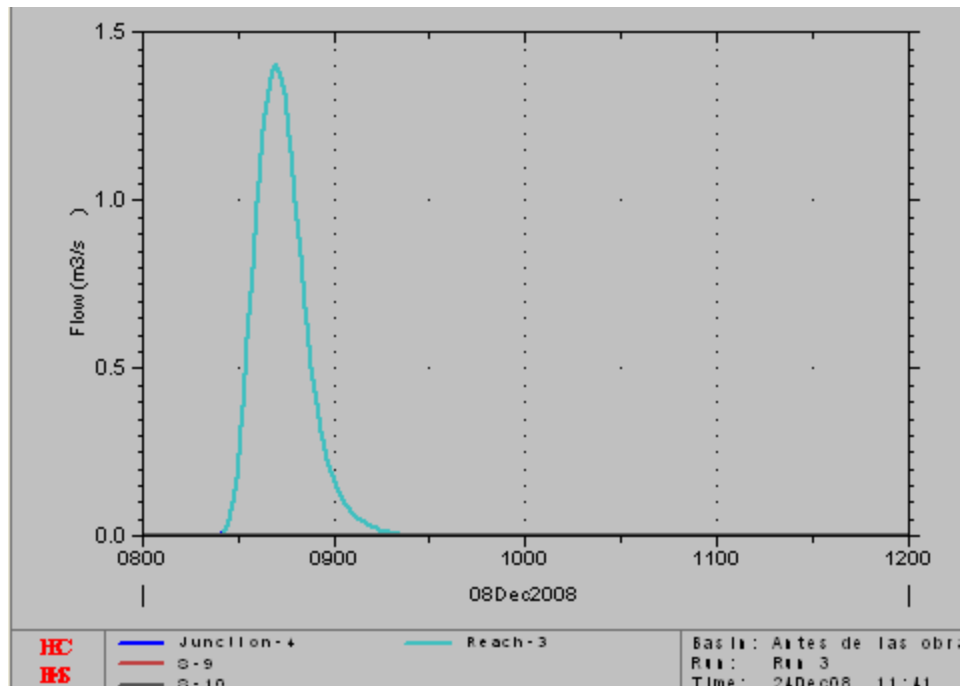
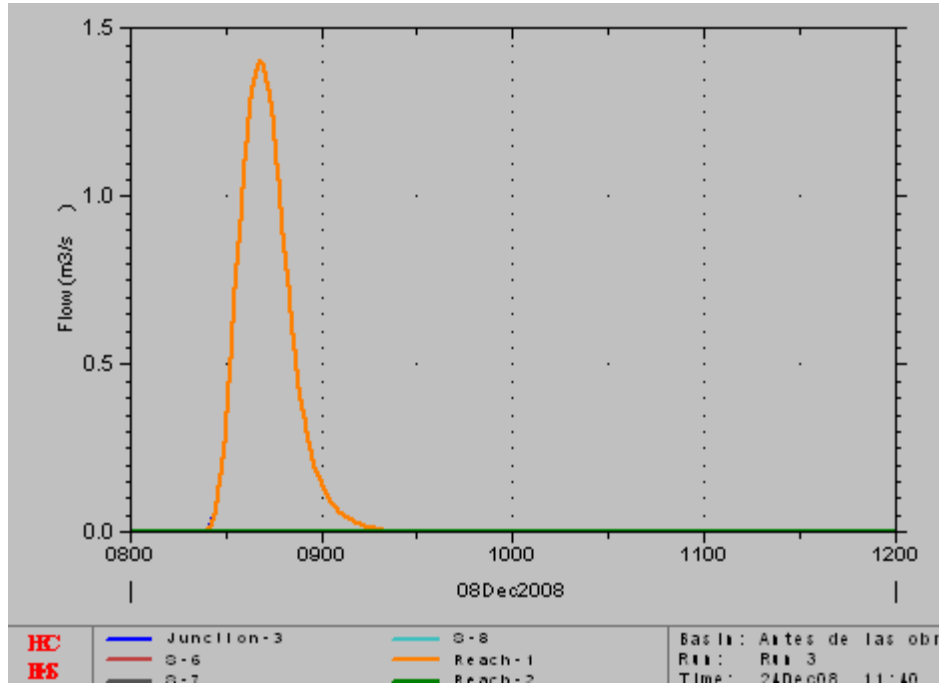


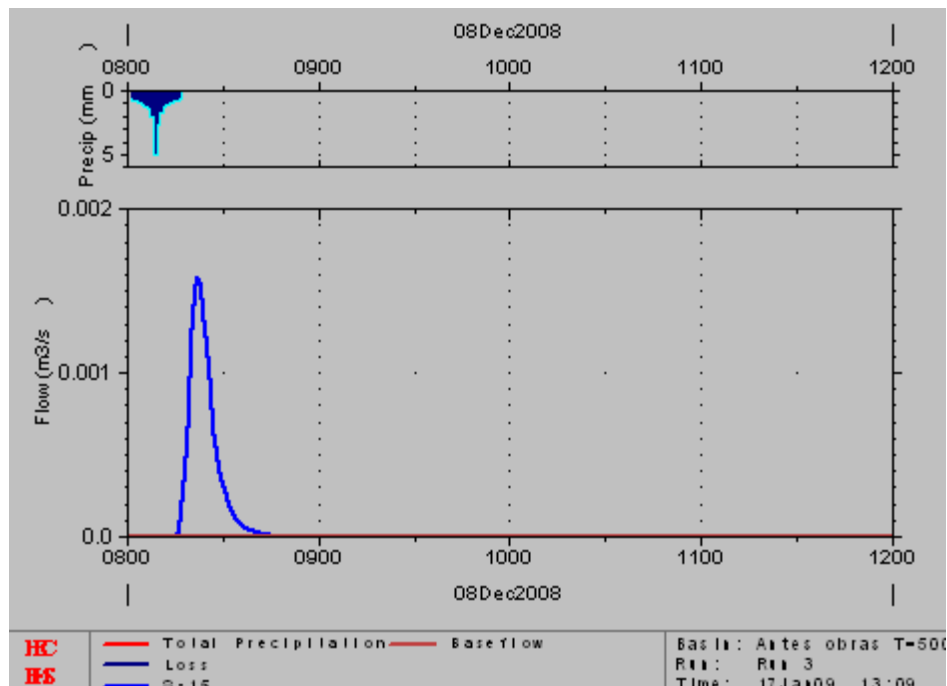
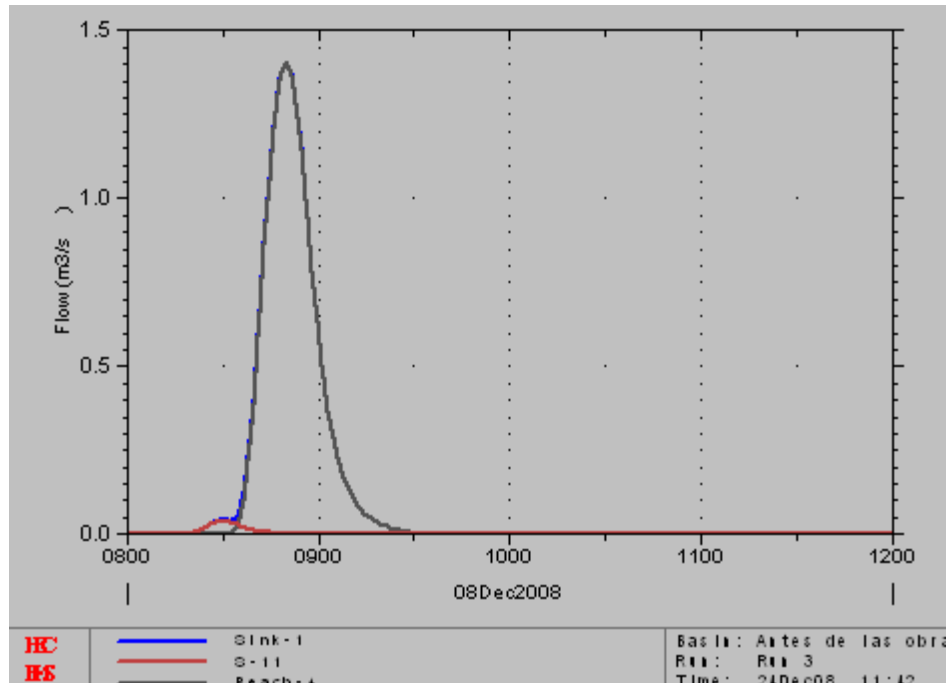


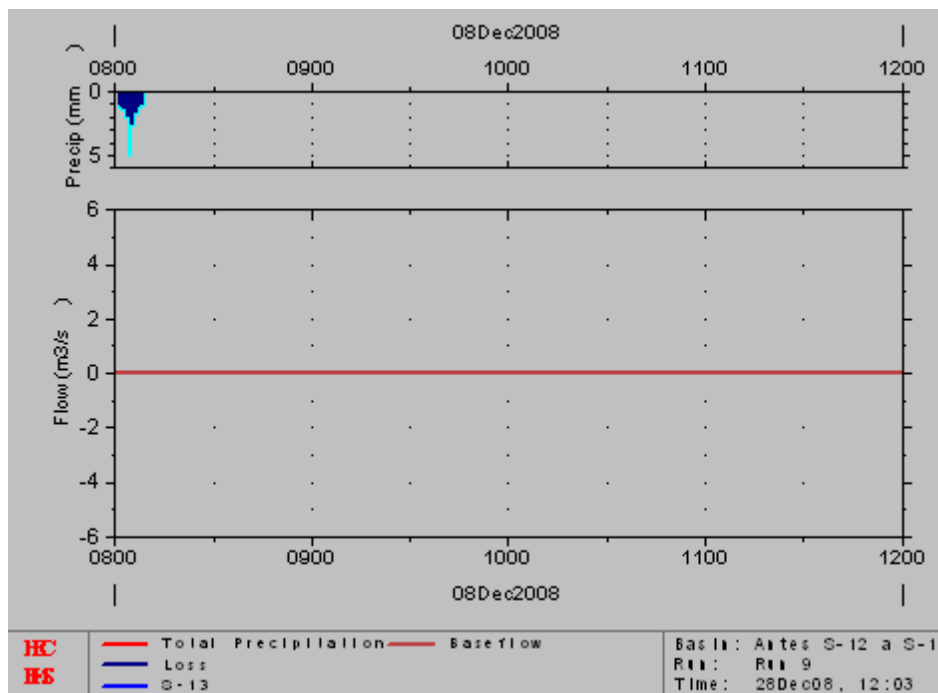
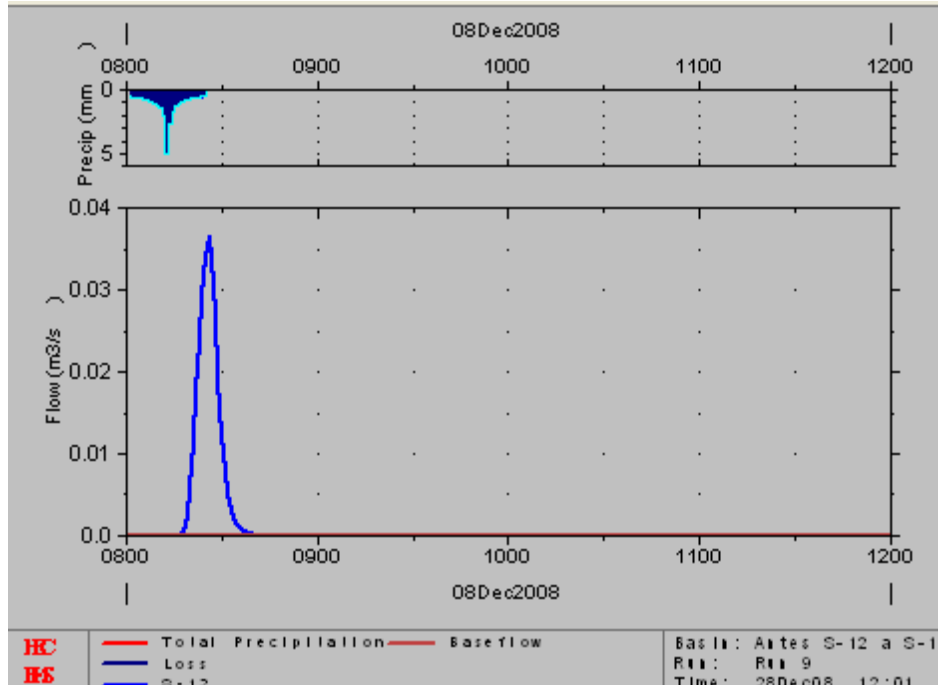
## Hidrogramas T= 500 años

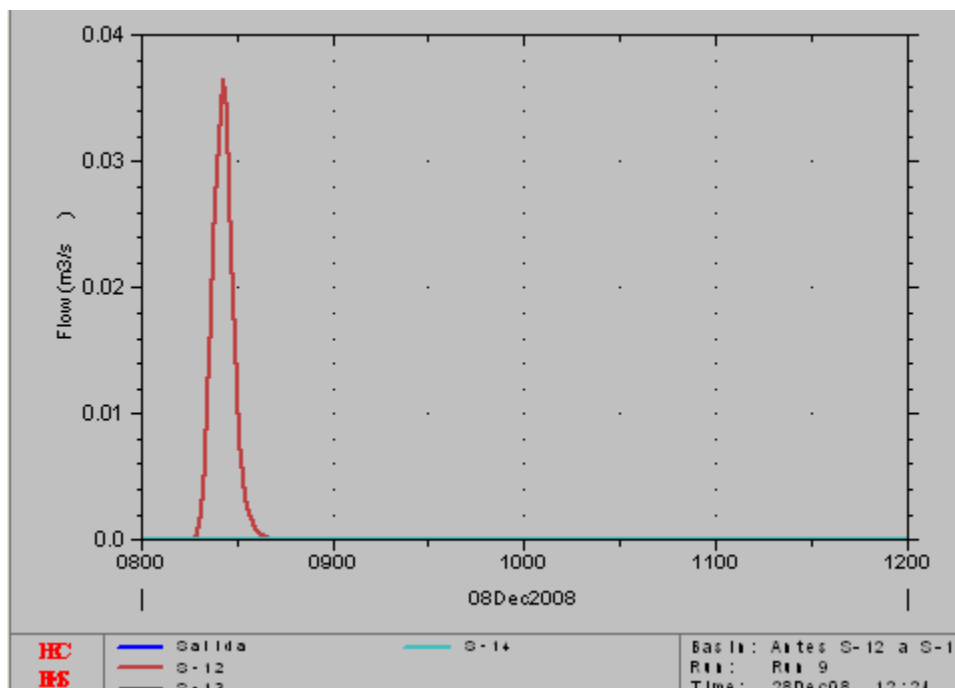
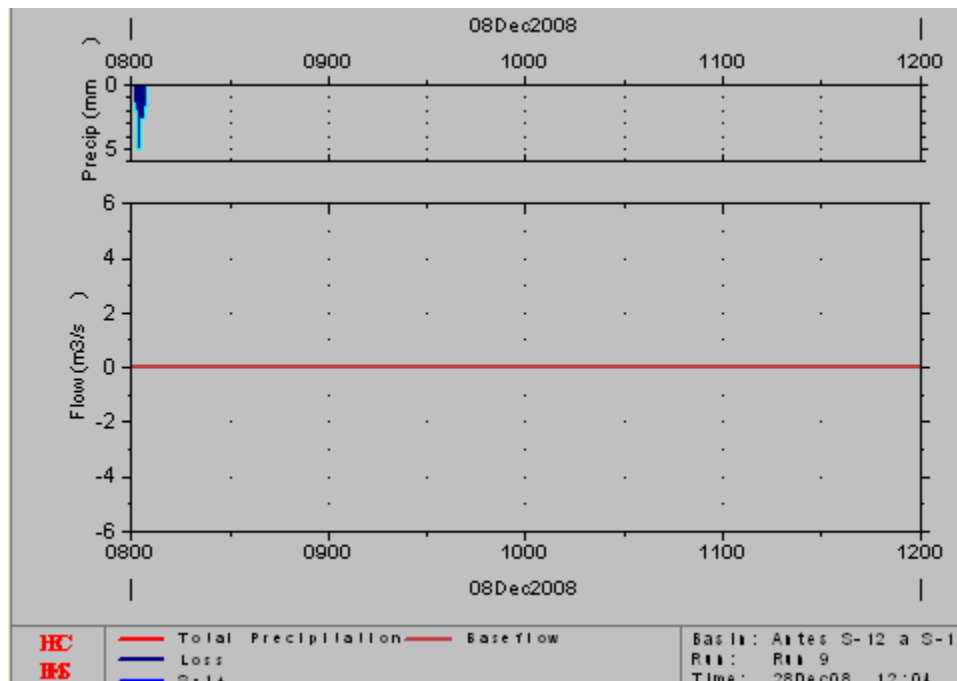












## **5.8 ESTUDIO HIDROLÓGICO DEL RIO GUADARRAMA EN LA CONFLUENCIA CON EL ARROYO QUE ATRAVIESA EL SECTOR.**

### **5.8.1 Introducción**

Este Estudio Hidrológico de los caudales máximos de avenida del río Guadarrama , **tiene por objeto último, obtener los caudales máximos asociados a periodos de** retorno.

En particular con el estudio se pretende determinar los caudales correspondientes a las siguientes avenidas:

- Máxima crecida ordinaria tal como se establece en el artículo 4.1 el Reglamento del Dominio Público Hidráulico.
- Avenidas extraordinarias previsibles para diferentes periodos de retorno y en particular la de 500 años que sirve para delimitar las zonas inundables.

En este caso, y siguiendo la recomendación del CEDEX se ha tomado como caudal de máxima crecida ordinaria aquel para el cual el período de retorno tiene un valor de:

$$T(Q_d) = 5C_v$$

Siendo  $C_v$  el coeficiente de dispersión de la ley que relaciona el caudal de desbordamiento,  $Q_d$  con el caudal medio,  $Q_m$ .

$$\frac{Q_d}{Q_m} = 0.7 + 0.6 \cdot C_v$$

### **5.8.2 Metodología aplicada**

#### **MÉTODO ESTOCÁSTICO**

Consiste en el análisis estadístico de caudales aforados. La metodología que se propone es la aplicación de diversos métodos de ajuste estadístico a los caudales

máximos instantáneos aforados. Se utilizará en este caso el Método de Gumbel.

La metodología que se propone para el caudal de M.C.O consistirá en obtener ese valor a partir de los parámetros estadísticos  $Q_m$  y coeficiente de variación  $C_v$  deducidos de la serie de registros disponibles.

Los datos de aforos se han obtenido de la estación de aforos nº100 situada en Villalba, por lo que se ha considerado oportuno aplicar diferentes alternativas para poder relacionarlo con la zona de estudio. Existe una estación de aforos nº194 llamada Galapagar en la zona de estudio. Pero la serie es insuficiente para obtener una solución aceptable. Se puede consultar en el apartado 5.8.3 los datos de dicha estación.

Los datos observados disponen de una serie lo suficientemente larga de caudales como para obtener unos resultados óptimos.

Considerando los valores de esta serie obtendremos los caudales. Por lo tanto, obtendremos una serie de caudales máximos a partir de los valores medidos en la estación de aforos, empleando para ello fórmulas empíricas que relacionan los caudales máximos con el área de la cuenca. Dentro de los criterios empleados en las formulaciones empíricas se ha seleccionado el de la raíz cuadrada de la relación de áreas:

$$Q_R = Q_E (A_R/A_E)^{1/2}. \text{ Siendo:}$$

$A_R$  el área en la zona de estudio antes de la incorporación del arroyo  
1(arroyo innominado)

$A_E$  el área en la estación de aforos más cercana

$$Q_R = Q_E (366/234)^{1/2} = 1,25064 Q_E$$

Así los caudales resultan:

<b>Año</b>	<b>Mes</b>	<b>Caudales (m<sup>3</sup>/s)</b>
64-65	Enero	52,52
65-66	Febrero	99,46
66-67	Noviembre	62,53
67-68	Febrero	40,77
68-69	Febrero	206,77
69-70	Enero	56,86
70-71	Mayo	48,40
71-72	Febrero	110,99
72-73	Octubre	86,29
73-74	Marzo	38,30
74-75	Abril	34,27
75-76	Abril	14,62
76-77	Diciembre	60,51
77-78	Febrero	77,54
78-79	Enero	104,93
79-80	Mayo	17,51
83-84	Junio	18,61
85-86	Febrero	8,48
86-87	Febrero	18,88
87-88	Enero	31,08
88-89	Abril	17,16
89-90	Diciembre	38,68
90-91	Marzo	42,06
91-92	Junio	0,85



92-93	Mayo	8,19
93-94	Noviembre	61,13
94-95	Marzo	4,34
95-96	Enero	159,83
96-97	Diciembre	100,80
97-98	Diciembre	119,94
98-99	Mayo	21,01
99-00	Abril	28,76
00-01	Diciembre	79,48
01-02	Octubre	15,94
02-03		

A continuación, obtendremos los caudales aplicados a cada período de retorno mediante la ley de Gumbel.

La Ley de Gumbel es el modelo universalmente aceptado, en distribuciones de variables aleatorias que sean extremos, máximos o mínimos, de un determinado fenómeno que se produce en el tiempo.

La función de distribución de la variable aleatoria, E, con distribución de Gumbel es:

$$F(x) = \text{prob} ( E \leq x ) = \exp ( - \exp ( - a ( x - u ) ) )$$

en donde:

- x = Valor de la variable.
- F ( x ) = Probabilidad con la que x no es superado.
- a, u = Parámetros que se deben ajustar en cada caso.
- exp = Base de los logaritmos neperianos.

Para su obtención, en primer lugar, se ordenan los valores de las series de intensidades máximas diarias en orden decreciente y se les asigna una frecuencia a cada uno de ellos de valor:

$$F = 100 \times n / ( N + 1 )$$

en donde:

- n es el número de orden que les corresponde en la serie ordenada y N el número de elementos de la serie.

Se demuestra matemáticamente que los valores de a y u:

$$a = s^* / s \quad y \quad u = b - c \times ( s / s^* )$$

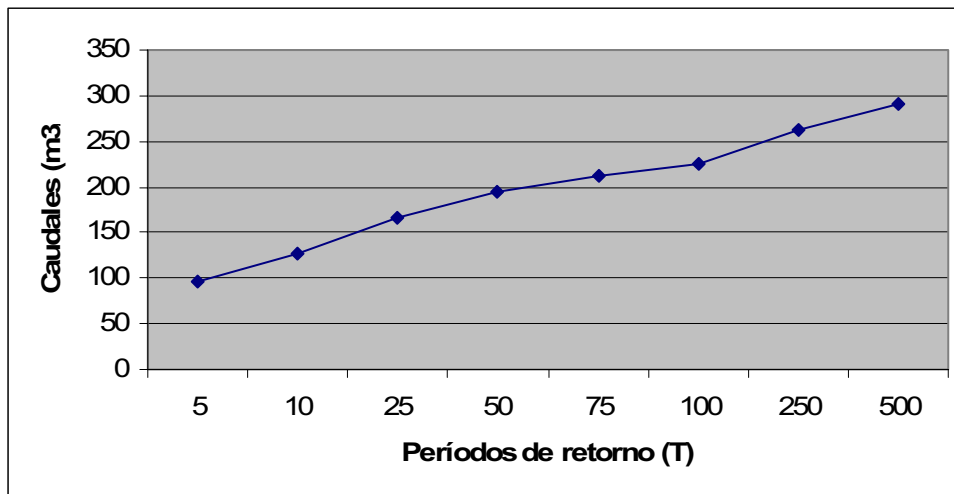
en donde:

- b = Media de la serie anual en estudio.
- s = Desviación típica de la serie anual en estudio.
- c = Variable que sólo depende del número de elementos de la serie.
- s\* = Variable que sólo depende del número de elementos de la serie.

proporcionan un buen ajuste y definen, por tanto, la función de distribución de Gumbel.

Los valores obtenidos son los siguientes:

T (años)	Caudales (m <sup>3</sup> /s)
5	97
10	127
25	166
50	195
75	212
100	224
250	262
500	291



**Caudales obtenidos con tabla completa de valores según período de retorno.**

Los caudales obtenidos por el método estocástico para el período de retorno de 5 y 500 años son de 97 m<sup>3</sup>/s y 291 m<sup>3</sup>/s, respectivamente. (Valores coincidentes con el Proyecto Linde de la C.H.T) antes de la incorporación del arroyo 1.

### CAUMAX

Se han consultado los valores obtenidos por la aplicación Caumax del Ministerio de Medio Ambiente, Rural y Marino obteniendo los siguientes resultados para la avenida de período de retorno de 5, 25 y 500 años:

### INFORME CONSULTA CAUDALES

COORDENADAS UTM. HUSO 30

X utm : 420109

Y utm : 4479036

### RESULTADO

Periodo de retorno (años) : 5

Caudal (m<sup>3</sup>/s) : 101



### INFORME CONSULTA CAUDALES

COORDENADAS UTM. HUSO 30

X utm : 420109

Y utm : 4479036

### RESULTADO

Periodo de retorno (años) : 25

Caudal (m3/s) : 187



### INFORME CONSULTA CAUDALES

COORDENADAS UTM. HUSO 30

X utm : 420109

Y utm : 4479036

#### RESULTADO

Periodo de retorno (años) : 500

Caudal (m3/s) : 389



Por tanto, los valores obtenidos son:

Para T= 5 años Q= 101 m<sup>3</sup>/s

Para T= 25 años Q= 187 m<sup>3</sup>/s

Para T=500 años Q= 389 m<sup>3</sup>/s

Por tanto, tomaremos los caudales obtenidos con la aplicación CAUMAX por estar del lado de la seguridad.

Así, los caudales obtenidos en la situación actual y en la situación futura antes y después de la unión con el arroyo que atraviesa el sector son los siguientes:

T (años)	Caudales (m <sup>3</sup> /s) Antes de la unión con el arroyo	Caudales (m <sup>3</sup> /s) Situación actual Después de la unión con el arroyo	Caudales (m <sup>3</sup> /s) Situación futura Después de la unión con el arroyo.PK- 100	Caudales (m <sup>3</sup> /s) Situación futura Después de la unión con el arroyo y vertido.PK-160
5	101	101	101	97
25	187	187,16	187.16	187+4,790=191,79
500	389	290,40	290,982	389+3,840+4,790=397,63

### 5.8.3 Datos resumen estación de aforos

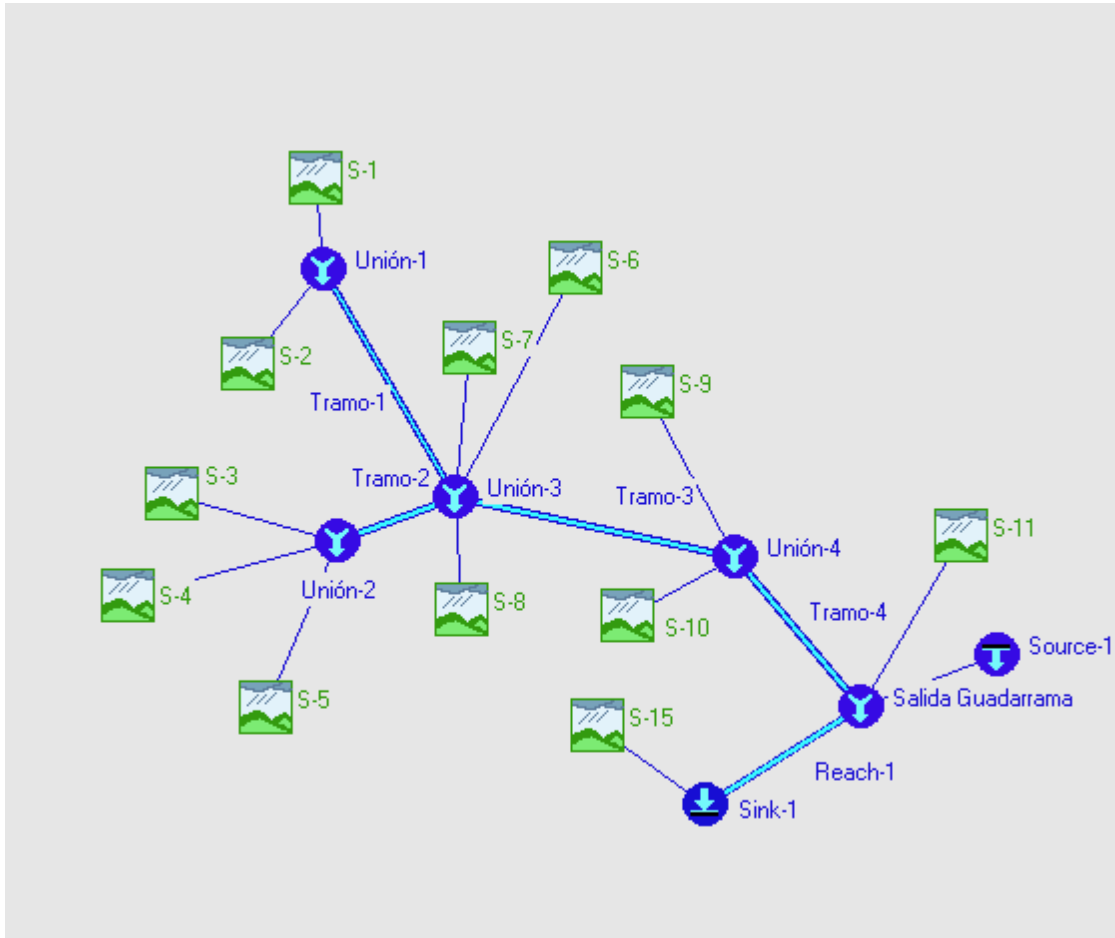
A continuación se presenta los datos de aforos de la estación nº 100 en Villalba.

ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE LOS CAUCES AFECTADOS POR EL SECTOR "LOS CANTIZALES" PARA LA TRAMITACIÓN DE LA MODIFICACIÓN PUNTUAL DEL P.G.O.U DE VILLANUEVA DE LA CAÑADA (MADRID).

ESTACION DE AFOROS Nº 100 Río GUADARRAMA En VILLALBA		RESUMEN DE DATOS												COMISARIA DE AGUAS DEL TAJO				APORTACIONES ANUALES EN Hm <sup>3</sup>								
AÑOS	DATOS ANUALES APORTACION		APORTACIONES MENSUALES EN Hm <sup>3</sup>												CAUDALES MÁXIMOS ANUALES				APORTACIONES ANUALES EN Hm <sup>3</sup>							
	mm	hm <sup>3</sup>	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	Qc m <sup>3</sup> /s	FECHA mes día	Qc m <sup>3</sup> /s	FECHA mes día	0	50	100	150	200			
1962-63																										
1963-64																										
1964-65	163	36,2	0,9																							
1965-66	496	106,0	4,21	12,86	11,10																					
1966-67	262	65,9	2,13	14,36	4,39	4,28	7,3	8,6	6,71	13,28	4,42	0,22	0,01	0,01	0,01	27,6	11	7	30	11	7					
1967-68	183	42,9	0,11	1,97	2,9	1,92	12,76	10,56	8,59	3,171	1,19	0,1	0,05	0,05	0,05	19,9	2	25	32,6	2	25					
1968-69	253	59,2	N	0	1,02	2,71	4,55	11,98	16,28	7,19	11,95	3,52	0,71	0,01	0,29	27,4	2	21								
1969-70	313	73,3	1,9	4,73	4,74	44,79	7,89	3,67	1,6	2,03	1,23	0,31	0	0	X	100	1	10								
1970-71	242	56,8	0,52	0,32	0,49	1,62	1,29	1,78	9,36	X	26,63	12,77	1,6	0,1	0,06	27,5	5	19	36,7	5	19					
1971-72	370	86,6	0,23	0,63	1,67	6,67	X	36,37	20,64	9,92	0,99	2,03	0,39	0,15	0,91	29,9	2	6	63,75	2	6					
1972-73	543	127,2	X	31,49	X	29,1	22,28	13,27	7,26	6,59	3,74	6,87	4,11	0,77	0,39	32,8	10	20	69	10	2					
1973-74	294	66,7	0,95	1,36	4,63	10,83	12,33	19,85	11,67	5,9	1,95	0,72	0,2	0,12	0,2	22	3	26	30,6	3	26					
1974-75	236	65,3	0,25	2,13	2,16	6,59	6,8	7,98	10,55	9,95	5,38	1,27	0,24	1,19	19,4	4	25	27,4	4	23						
1975-76	119	27,8	1,02	1,05	2,94	2,02	3,32	3,25	6,29	3,89	1,11	0,99	0,54	1,4	6,3	4	19	11,69	4	19						
1976-77	X	620	X	145,1	5,9	23	19,25	31,85	34,25	16,79	4,18	2,65	4,81	1,71	0,85	0	35,5	12	31	49,36	12	31				
1977-78	512	119,8	1,86	2,4	16,5	16,74	31,44	X	25,23	6,36	10,45	3,85	1,07	0,75	0,82	40,5	2	25	62	2	25					
1978-79	459	107,4	0,57	1,63	7,1	26,63	26,94	16,2	21,32	2,18	0,46	0,21	0,1	0,18	40,5	1	19	63,9	1	19						
1979-80	204	47,7	2,4	6,11	2,64	4,02	7,5	8	6,14	6,44	1,28	0,21	0	0	11,5	5	13	14	4	14						
1980-81																										
1981-82																										
1982-83	247	57,8	0,12	2,76	3,63	8,29	6,5	8,5	9,89	6,58	7,39	0,58	0,27	0,26	9	8	5									
1983-84																										
1984-85																										
1985-86	136	31,8	0,47	0,71	1,41	2,05	5,03	7,02	4,03	2,39	1,32	0,63	0,4													
1986-87	129	30,2	1,88	2,85	3,54	6,13	9,93	3,28	1,16	0,35	0,23	0,22	0,22	0,36	11,7	2	25	15,1	2	25						
1987-88	348	81,4	0,37	1,2	14,25	17,75	11,07	2,49	4,87	12,5	8,43	X	7,62	0,47	0,23	17,4	1	27	24,85	1	27					
1988-89	191	43,4	0,78	2,85	2,52	1,48	3,17	4,78	13,19	6,67	6,59	0,67	0,49	0,44	6,3	4	9									
1989-90	445	104	0,32	14,86	X	41,33	19,23	11,26	4,45	5,34	1,64	0,52	0,37	0,33	0,39	34,9	12	26	30,92	12	16					
1990-91	277	64,9	0,93	0,3	0,28	7,34	9	30,68	11,96	2,71	0,48	0,19	0,04	0,04	0,04	31,3	3	7	33,03	3	7					
1991-92	N	32	7,5	0,47	0,58	0,63	0,96	0,59	N	0,25	0,91	0,96	0,68	0,54	0,39	0,25	0,5	6	18	N	0,66	4	3			
1992-93	47	11,1	0,95	0,71	0,98	1	0,73	1,02	0,77	2,24	1,91	0,58	0,18	0,44	4,2	5	27	6,55	5	27						
1993-94	322	75,3	7,96	21,23	4,67	11,56	9,99	9,67	3,43	6,67	1,83	0,29	0,17	0,16	16,2	11	4	48,89	11	3						
1994-95	39	9,2	0,44	1,02	0,53	1,02	2,21	2,38	0,37	0,39	0,21	0,18	0,37	0,3	2,1	3	6									
1995-96	522	122	0,19	0,53	2,04	46,8	36,99	19,99	12,39	6,57	2,04	0,29	0,22	0,99	59,94	1	22	X	127,8	1	22					
1996-97	535	125,2	0,23	0,73	37,09	X	63,05	15,42	2,12	0,78	0,59	1,74	1,85	0,67	0,94	60,85	12	22	80,6	12	23					
1997-98	506	119,5	0,24	19,05	29,42	21,08	24,57	3,56	4,24	6,94	5,61	0,5	0,11	0,24	45,24	12	15	65,9	12	16						
1998-99	105	24,6	0,52	0,62	1,21	5,8	2,87	4,25	2,5	5,5	1,45	0,86	0,99	0,52	6,27	5	7	16,8	7	15						
1999-00	237	58,5	1,41	0,96	2,47	2,12	2,36	2,04	X	24,14	17,02	2,09	0,37	0,31	0,23	15,76	4	16	23	4	3					
2000-01	574,52	124,44	0,27	1,78	26,06	44,06	26,67	24,33	4,91	3,33	0,56	0,09	0,16	0,16	49,24	12	24	66,24	12	24						
2001-02	66,67	16,07	1,41	0,7	0,38	3,23	1,42	0,62	2,96	1,22	0,35	0,17	0,26	0,3	4,63	10	19	15,94	10	19						
2002-03																										
VALORES MEDIOS	294,24	66,665	2,0108	5,3303	8,4547	13,564	12,632	9,0114	6,895	5,7175	2,8003	0,7934	0,3363	0,4396	27,245											
MAXIMOS	620	145,1	21,49	29,1	41,33	63,05	36,27	25,23	24,14	26,63	12,77	7,62	2,72	3,77	100											
MINIMOS	32	7,5	0	0,03	0,17	0,98	0,59	0,56	0,37	0,35	0,13	0	0	0	0,5											

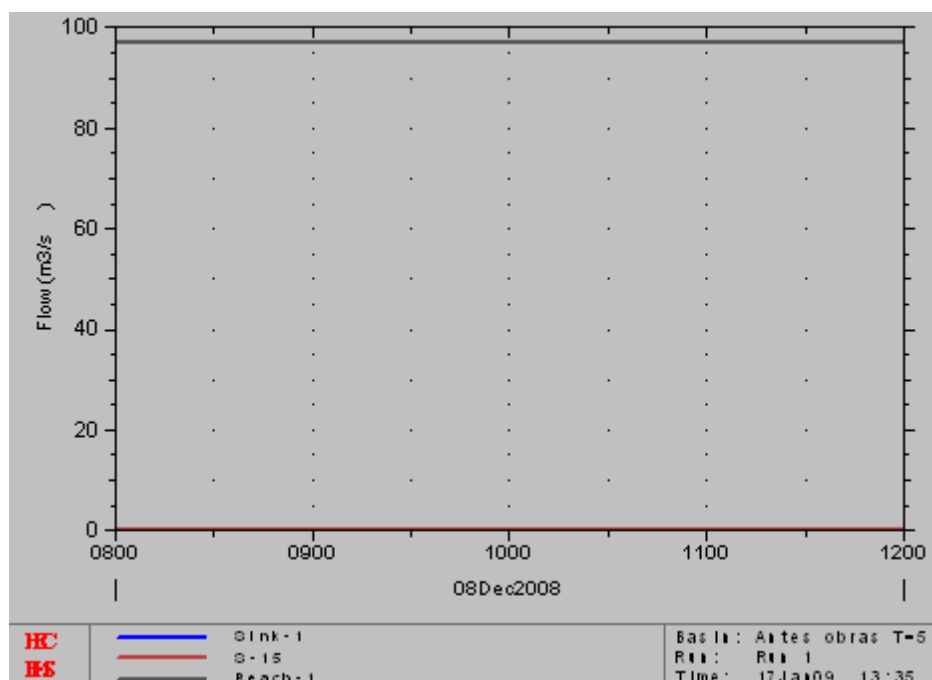
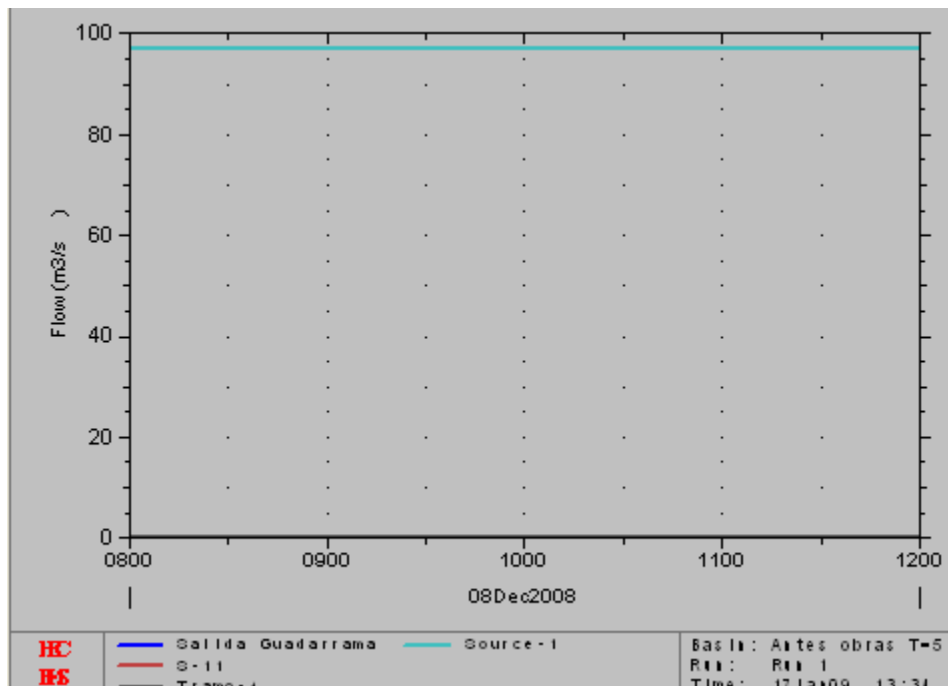


#### 5.8.4 Salida modelo hidrológico

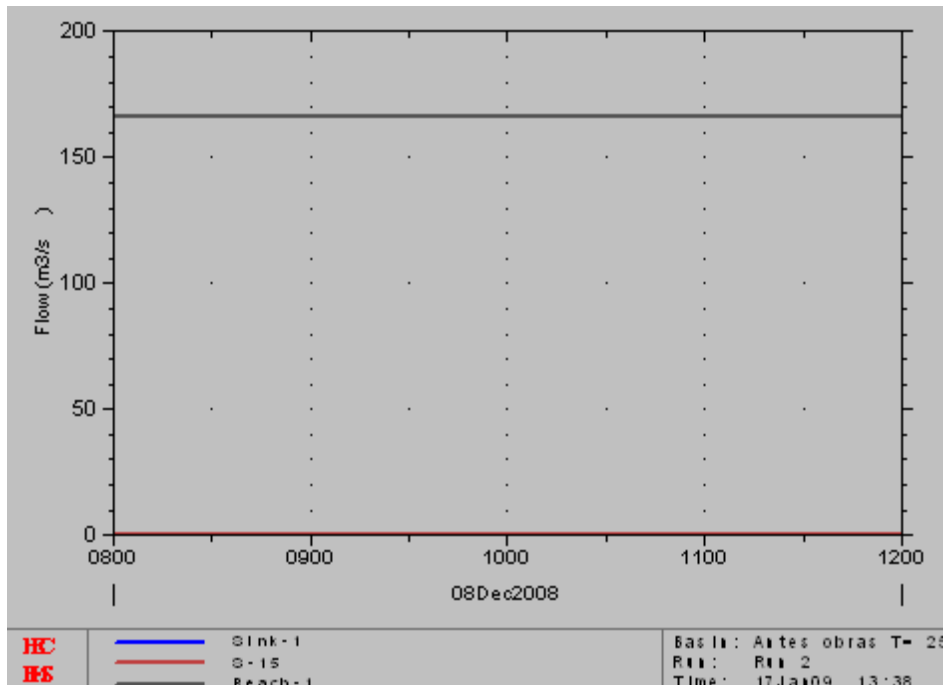
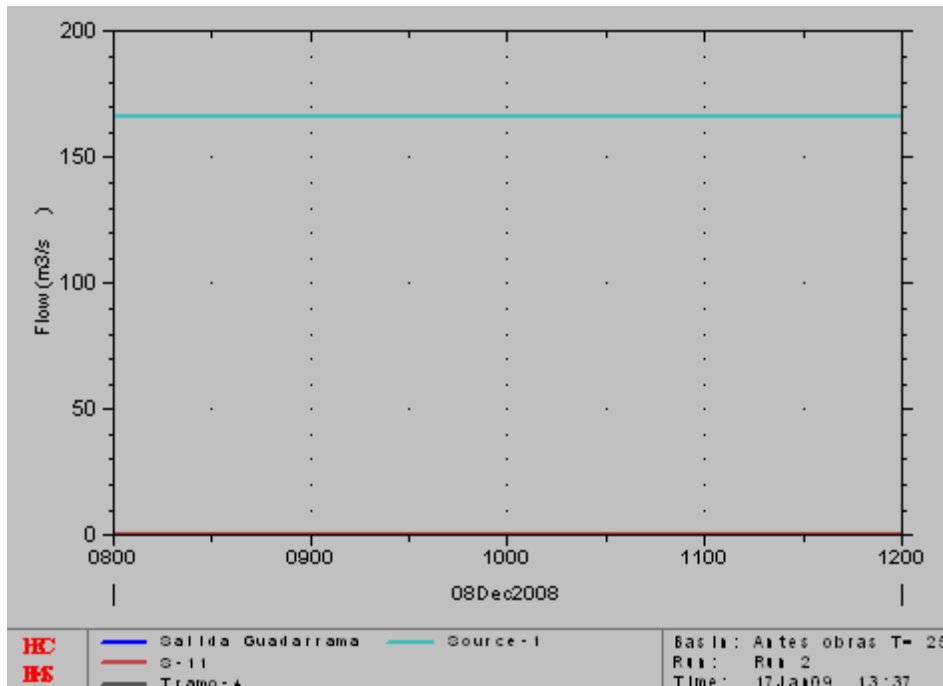


##### 5.8.4.1 Antes de la ejecución de las obras

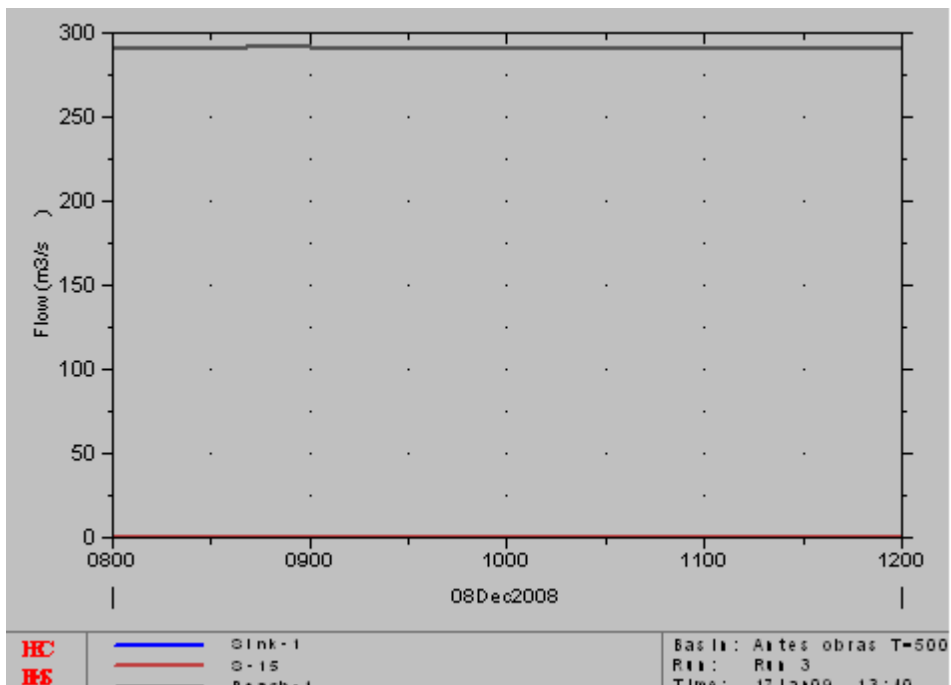
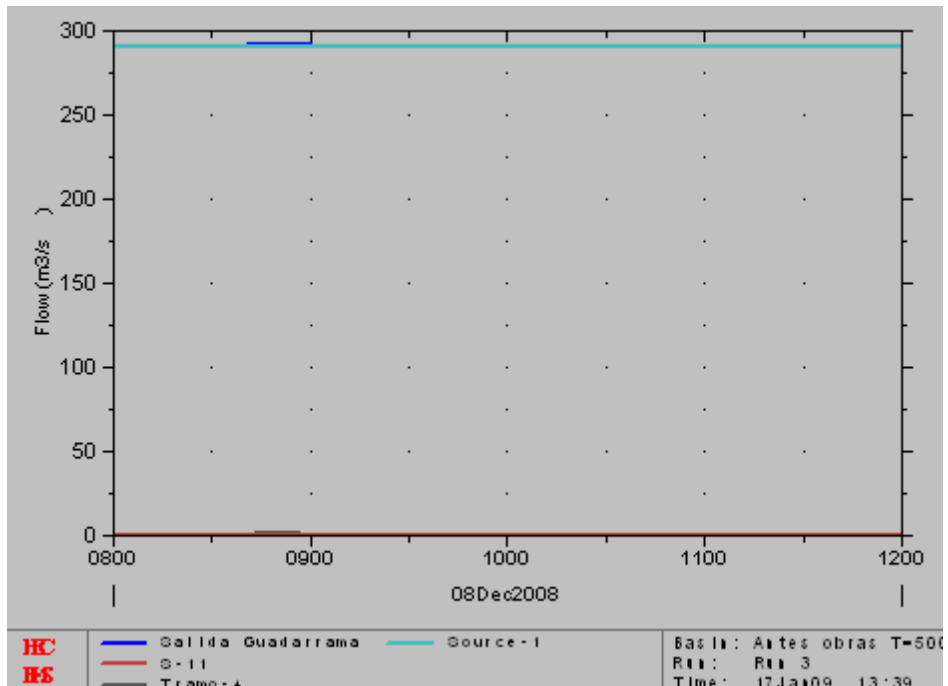
###### 5.8.4.1.1 Para período de retorno T=5 años



5.8.4.1.2 Para período de retorno T= 25 años



5.8.4.1.3 Para período de retorno T= 500 años



## **6.- ESTUDIO HIDRÁULICO DEL ARROYO EXISTENTE**

### **6.1 ESTUDIO HIDRÁULICO ANTES DE LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS**

La finalidad del estudio hidráulico es poder analizar el comportamiento hidráulico de las distintas vaguadas existentes en el sector en diferentes episodios de avenidas y poder delimitar tanto la lámina de agua para periodos de retorno de 5 años y 500 años.

De los valores obtenidos para los diferentes periodos de retorno se seleccionan las avenidas siguientes:

- Máxima Crecida Ordinaria para definir el Dominio Público Hidráulico (para los cauces públicos).
- Avenida Extraordinaria para 500 años de periodo de retorno, puesto que de acuerdo con la legislación vigente define las zonas inundables.

Una vez obtenido los caudales previsibles para la avenida de 500 años podemos definir las zonas inundables y el calado máximo de la lámina de agua alcanzado en dichos puntos. Para ello se utilizan los perfiles transversales obtenidos mediante levantamiento topográfico afectado por la urbanización.

Las secciones transversales han sido obtenidas cada 50 metros.

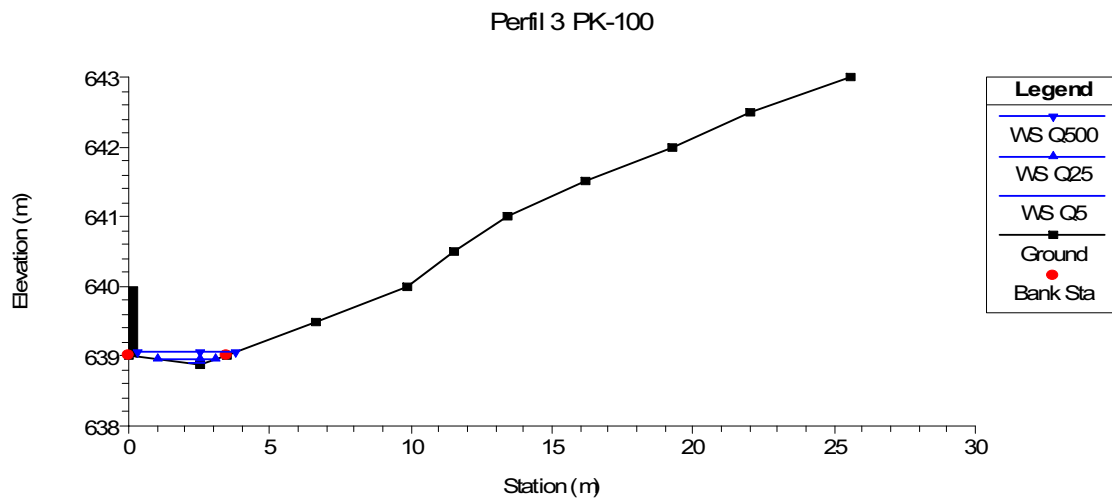
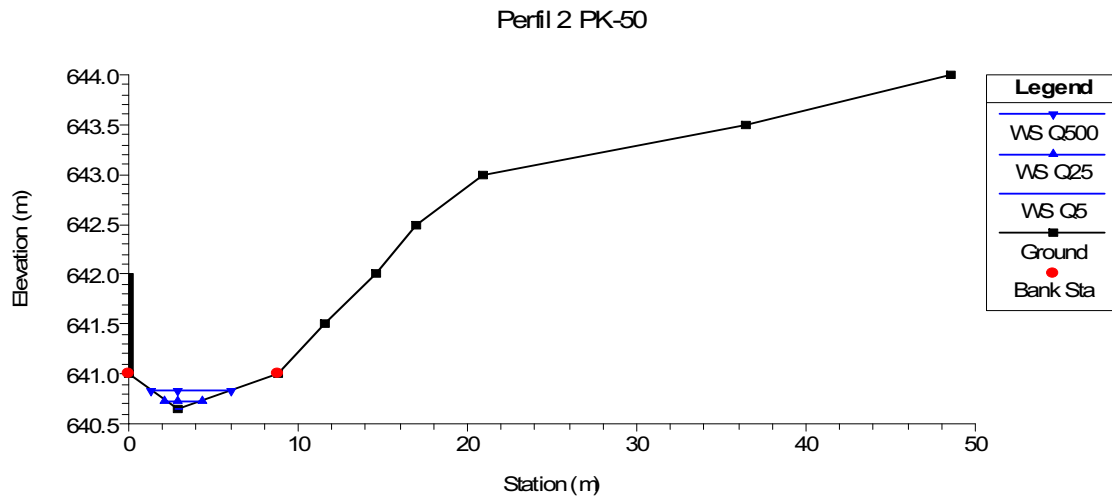
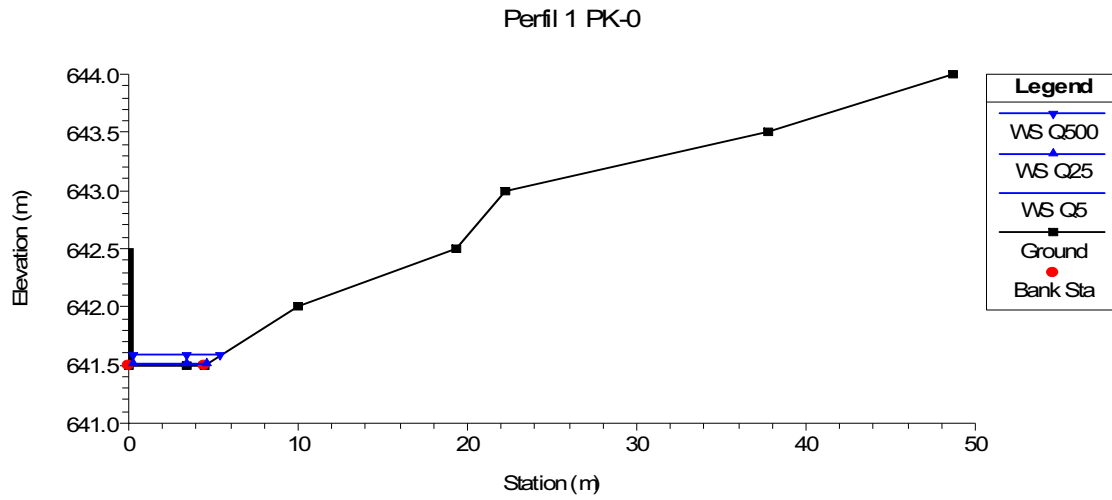
Los números de Manning considerados para la modelización han sido los siguientes:

- Lecho del cauce del arroyo.....0.035
- Talud en ambas márgenes del arroyo.....0.035

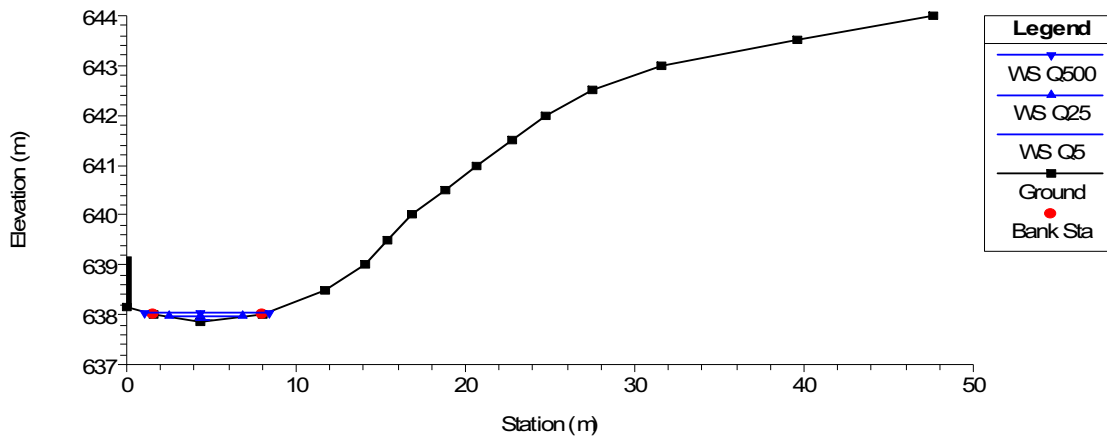
Por tanto, a partir de los caudales obtenidos, las fases que se han seguido son:

- Generación de un modelo de trazado mediante el programa Hec-Ras
- Simulación del estado actual con los caudales a  $Q_5$  y  $Q_{500}$  . A partir, de esta simulación se delimitan las zonas inundables para dichos periodos.
- Análisis de los resultados obtenidos.

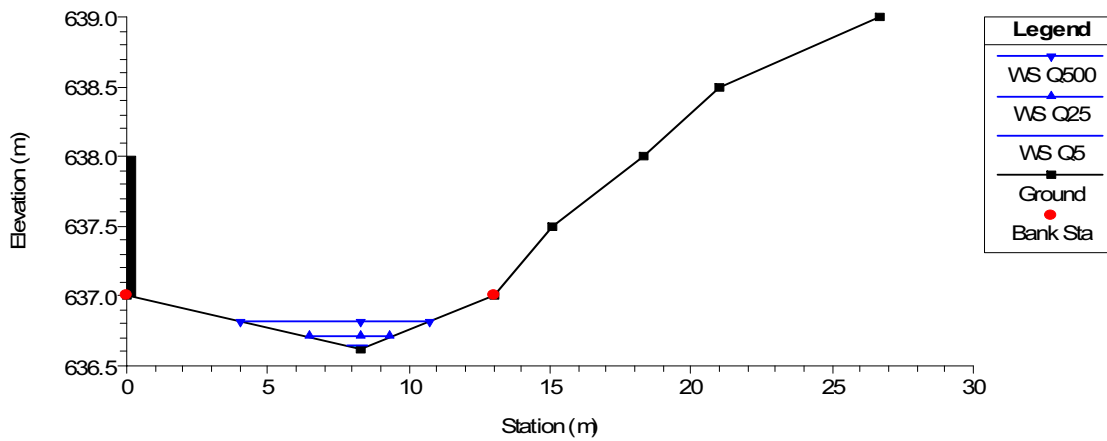
**6.1.1. Salidas modelo hidráulico arroyo 1**



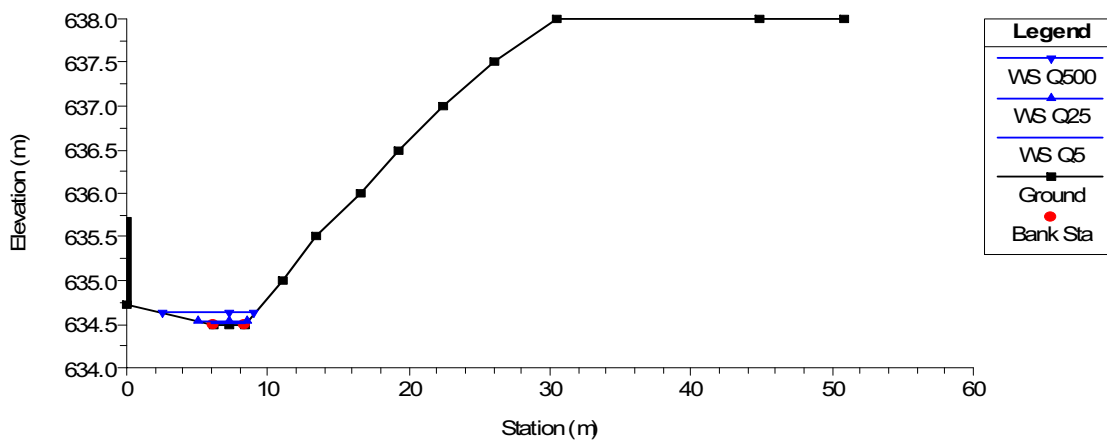
Perfil 4 PK-150



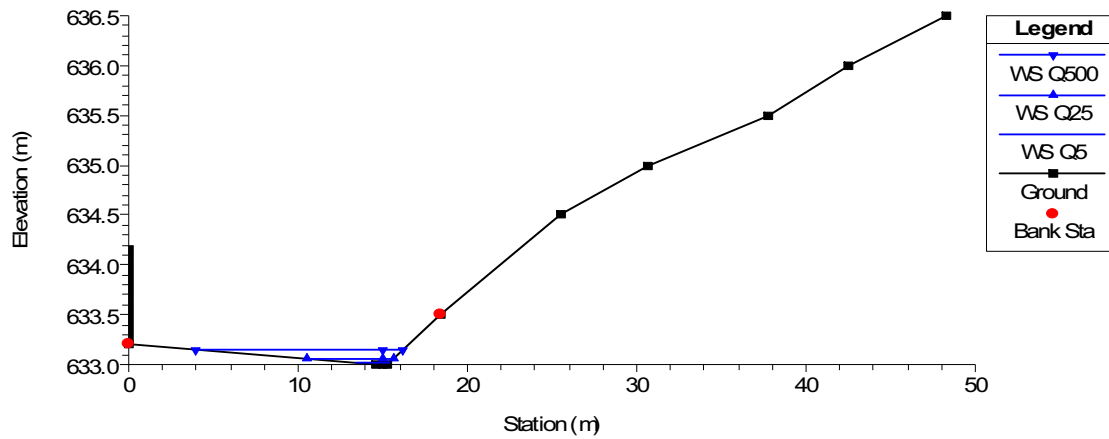
Perfil 5 PK-200



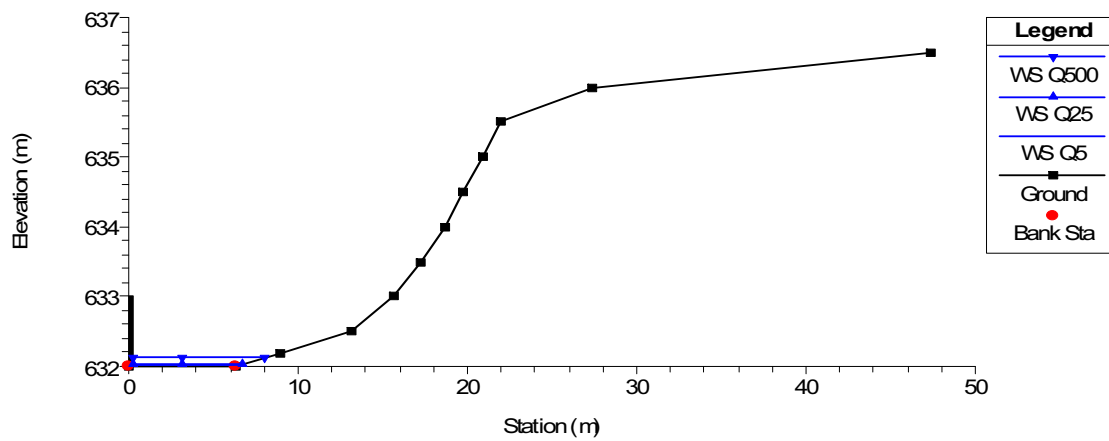
Perfil 6 PK-250



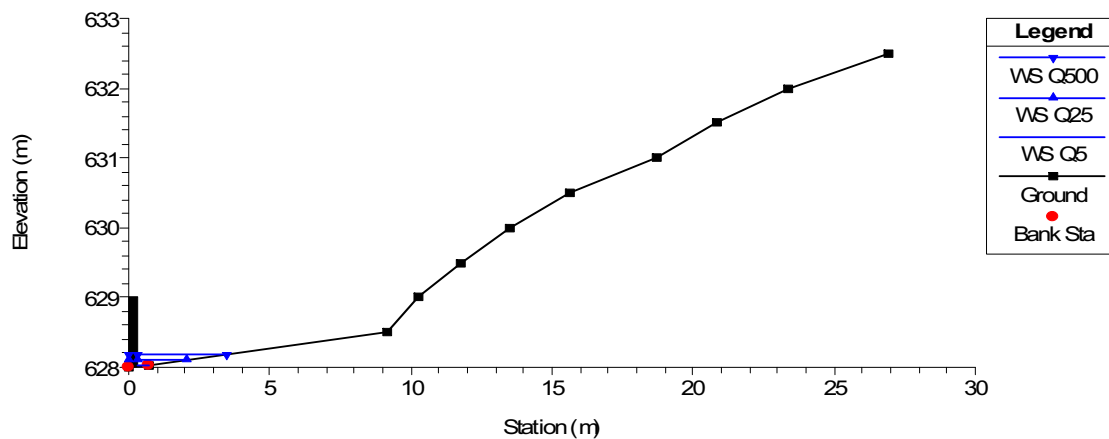
Perfil 7 PK-300



Perfil 8 PK-350

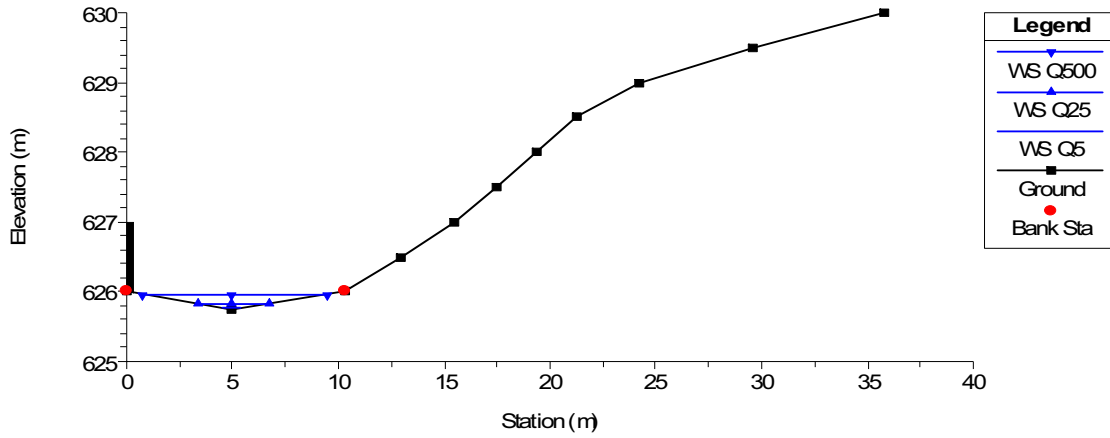


Perfil 9 PK-400

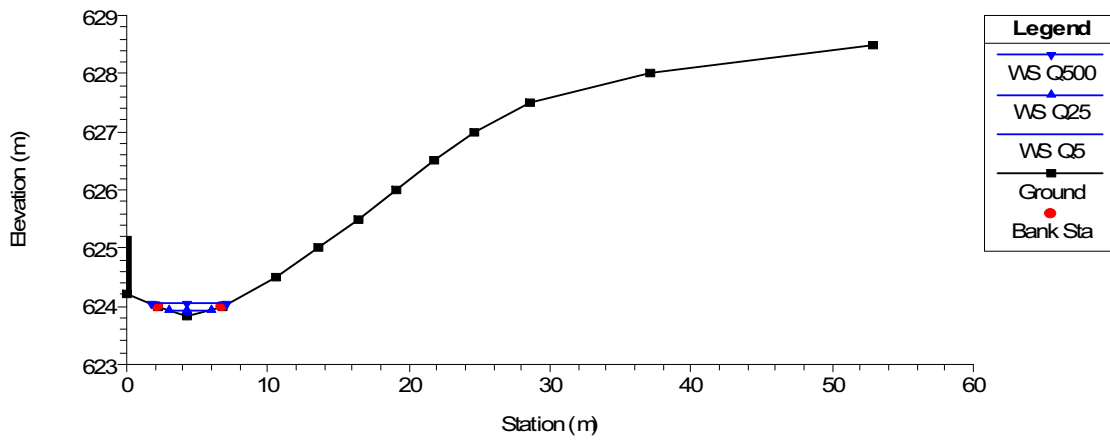




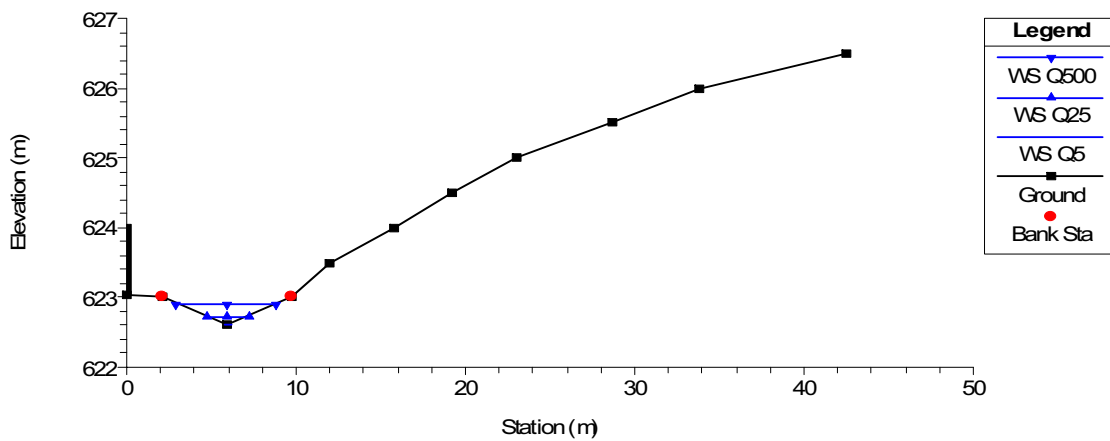
Perfil 10 PK-450



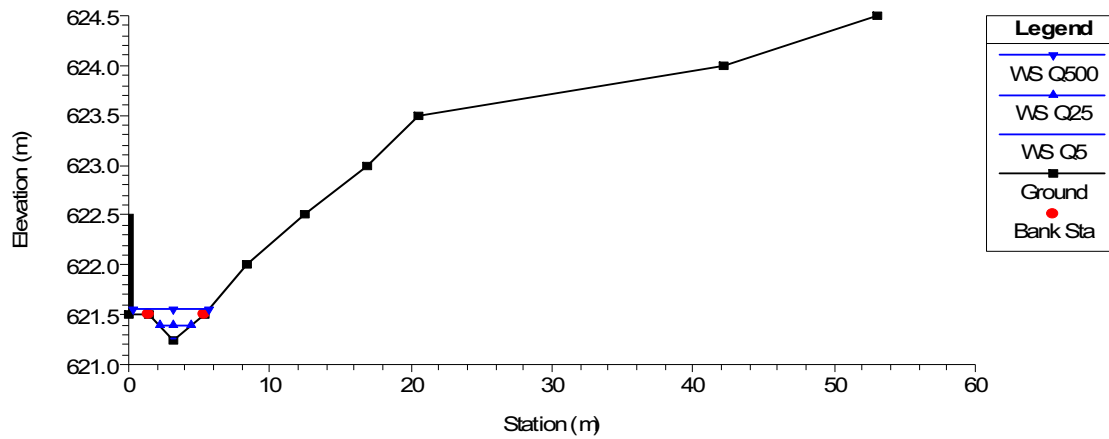
Perfil 11 PK-500



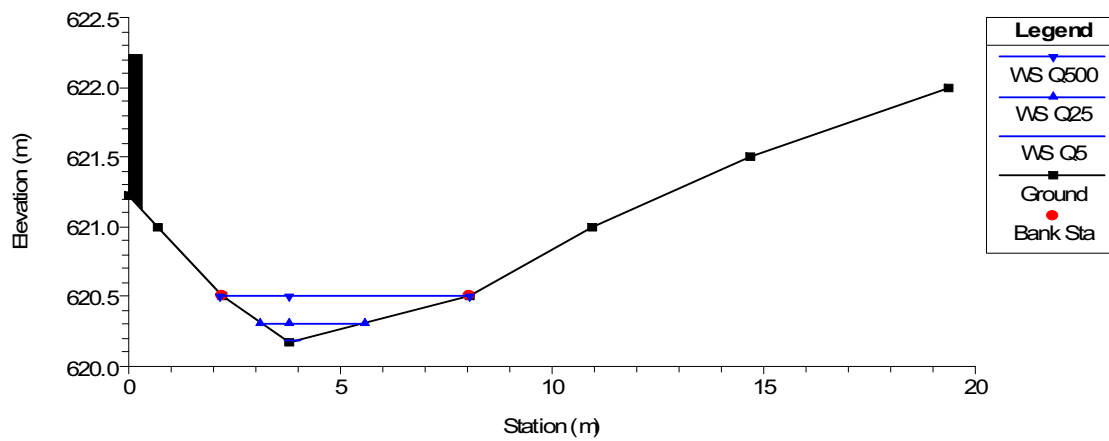
Perfil 12 PK-550



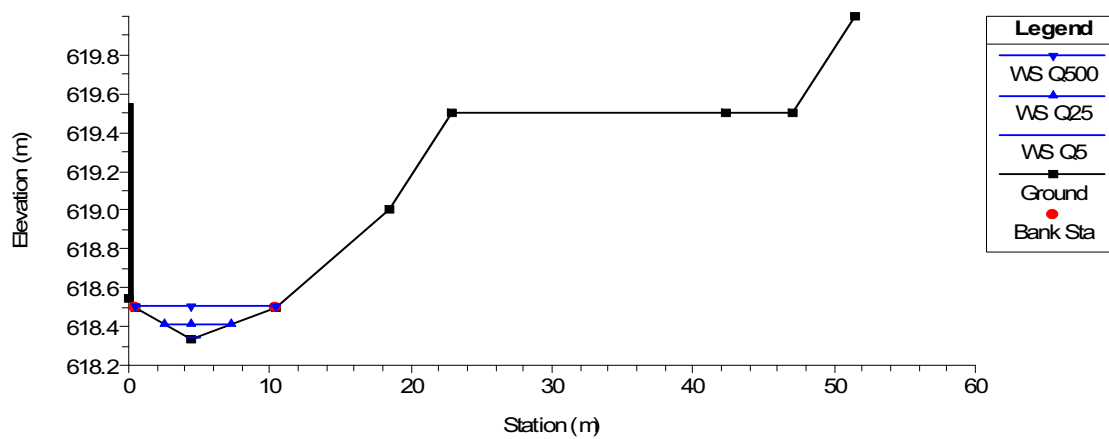
Perfil 13 PK-600



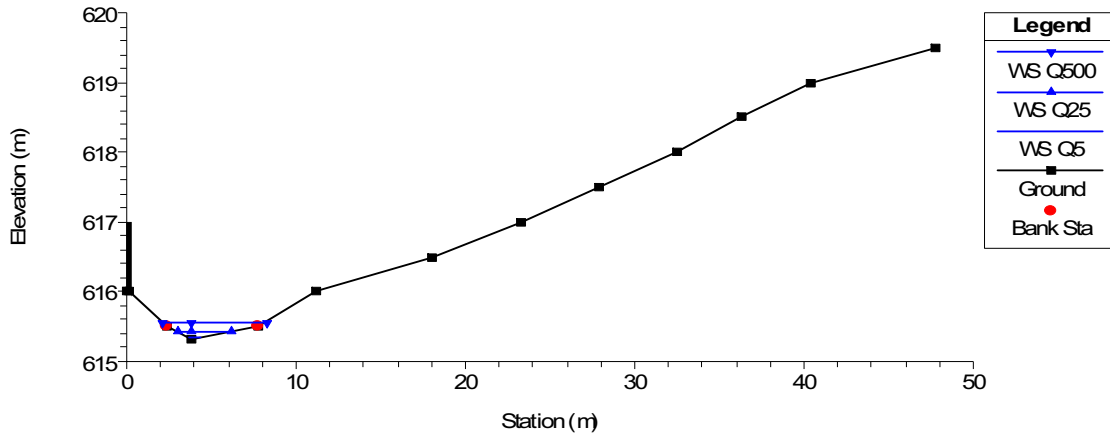
Perfil 14 PK-650



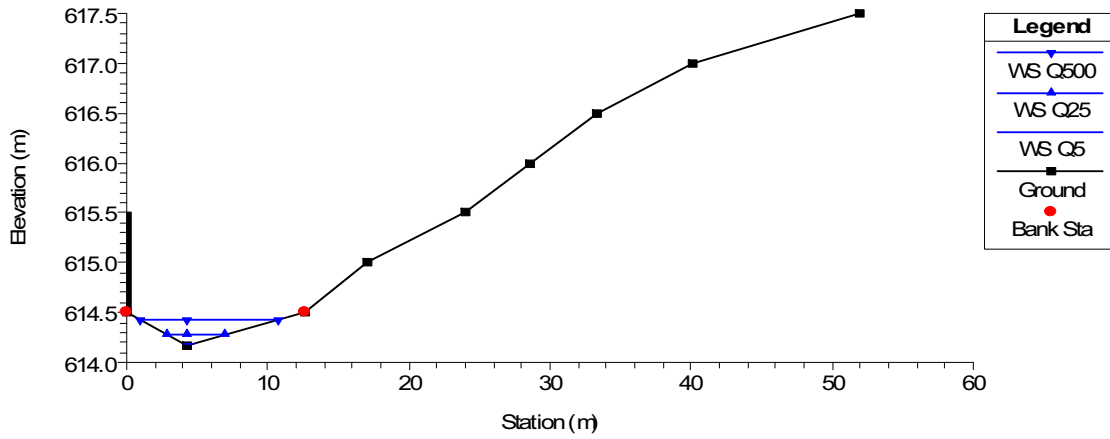
Perfil 15 PK-700



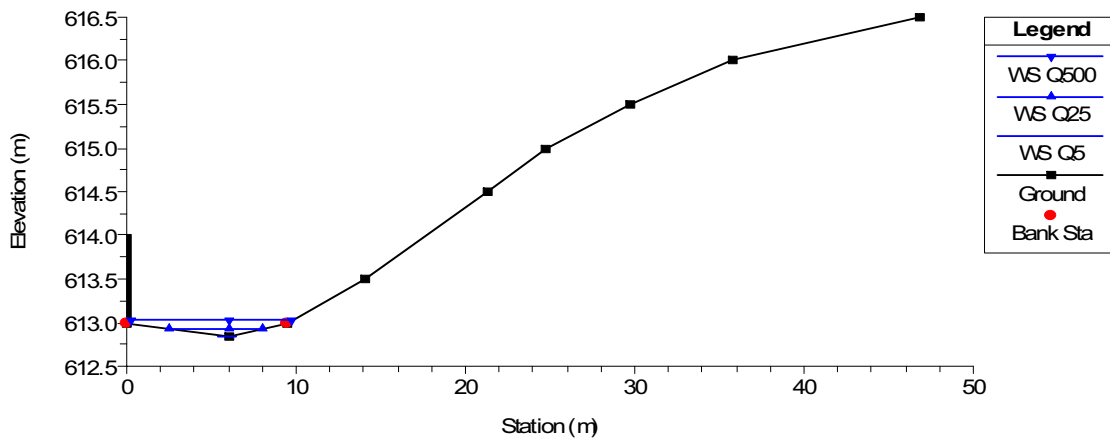
Perfil 16 PK-750



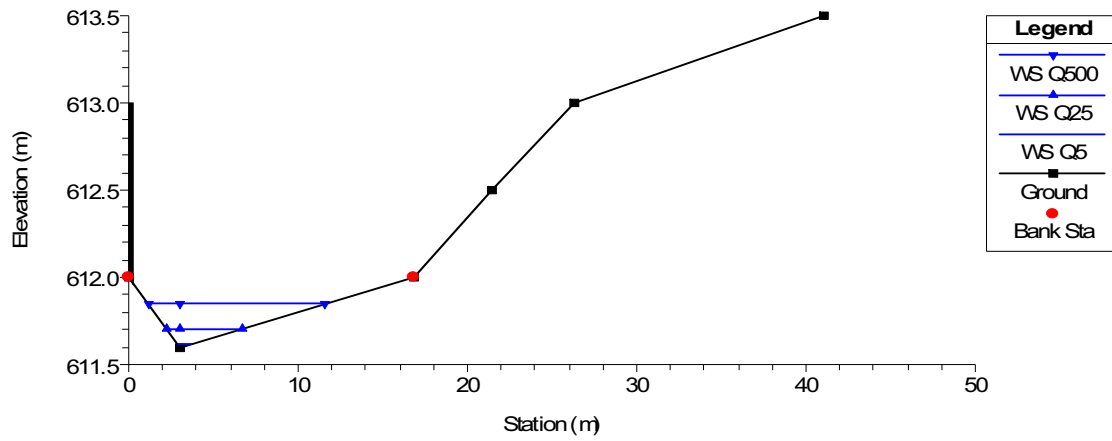
Perfil 17 PK-800



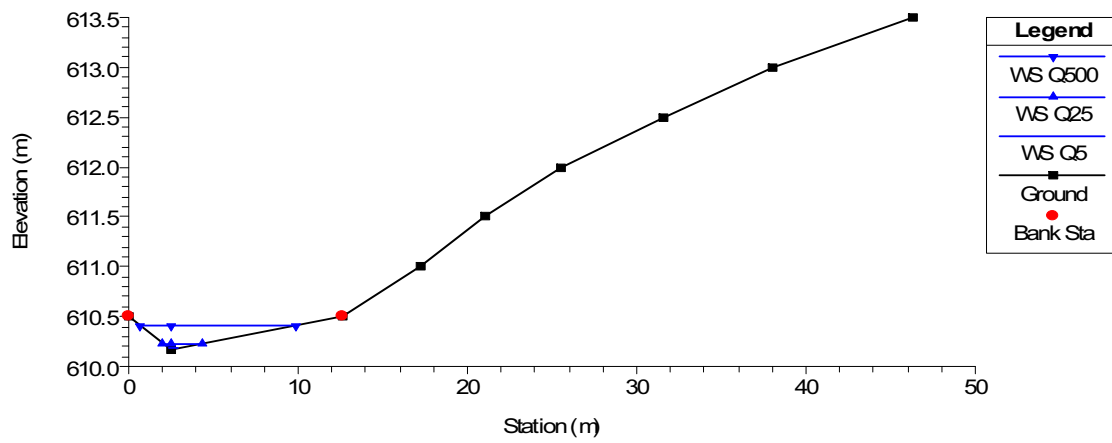
Perfil 18 PK-850



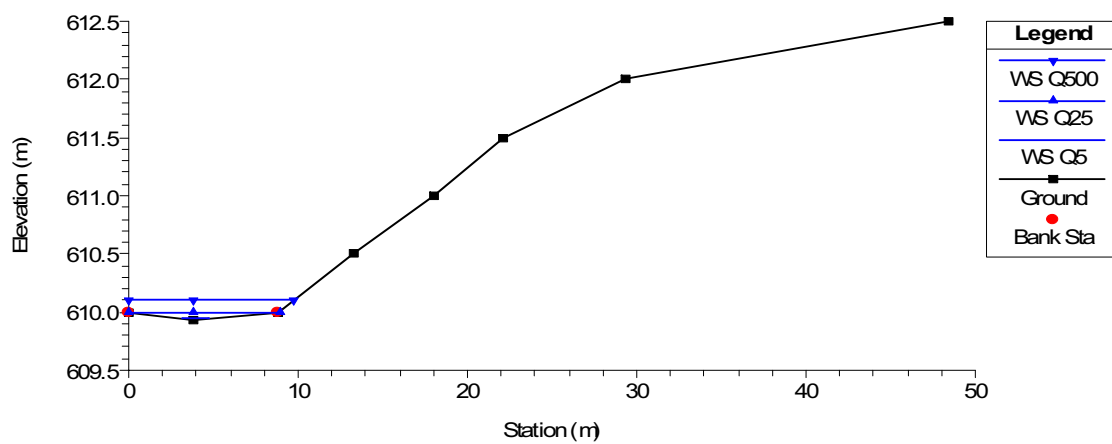
Perfil 19 PK-900



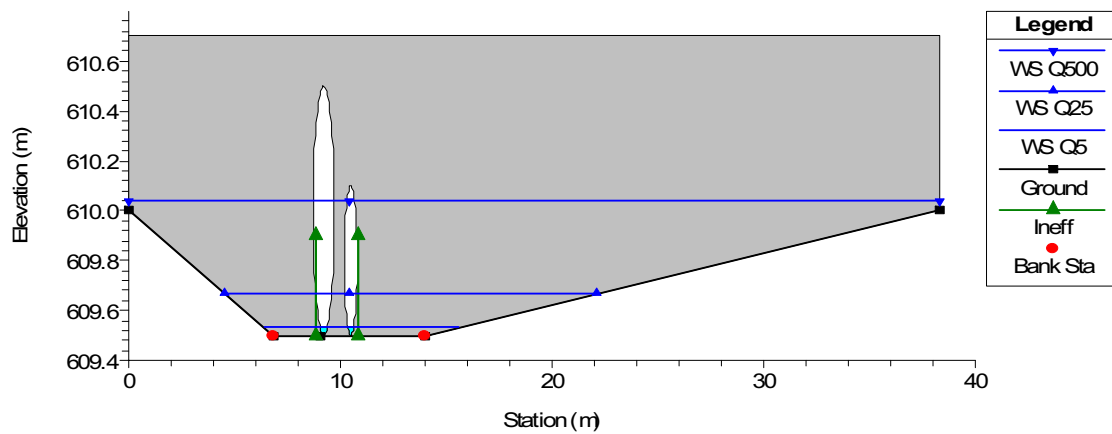
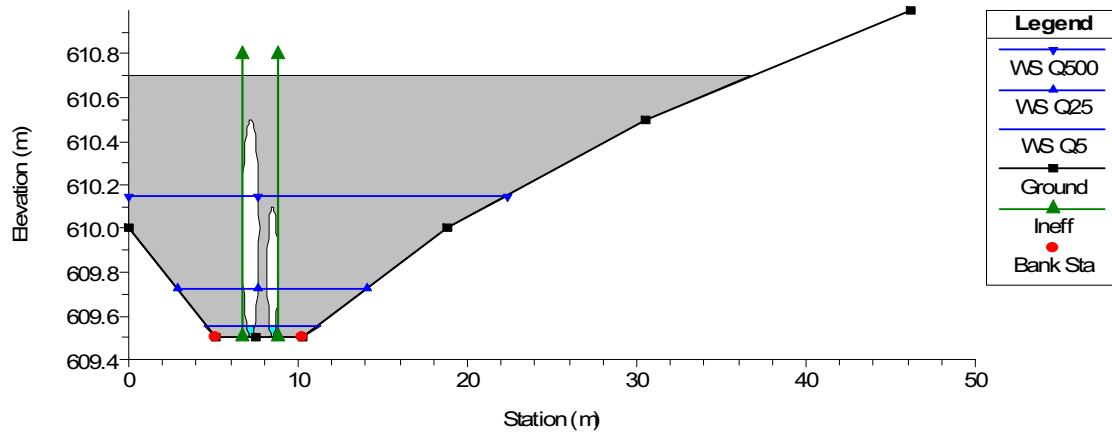
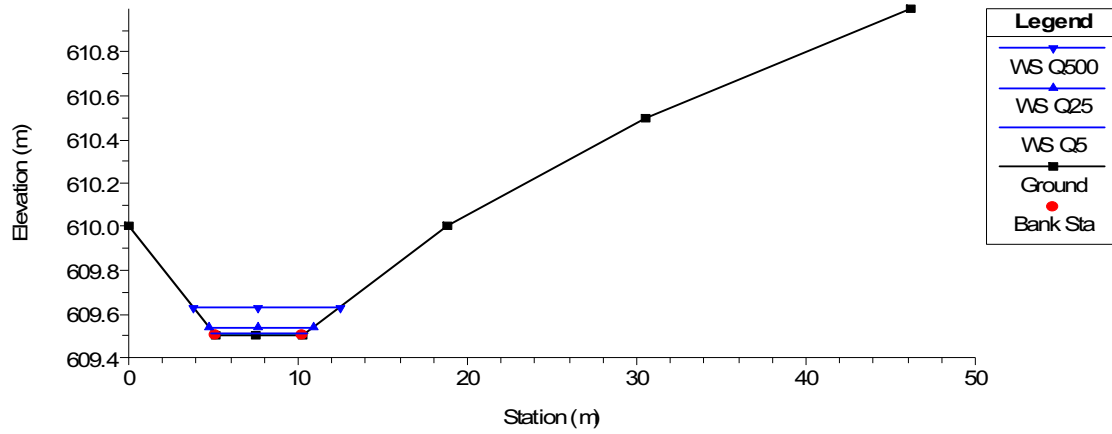
Perfil 20 PK-950



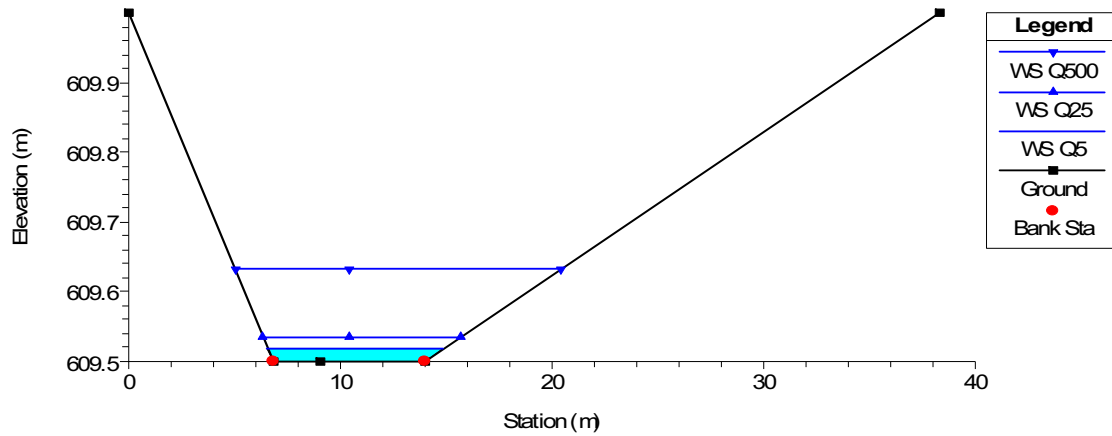
Perfil 21 PK-988.75



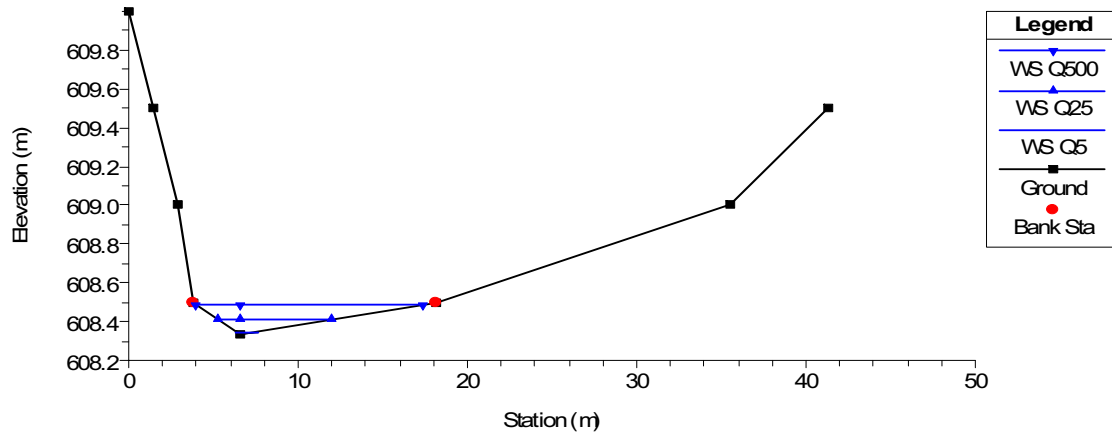
Perfil 22 PK-1000



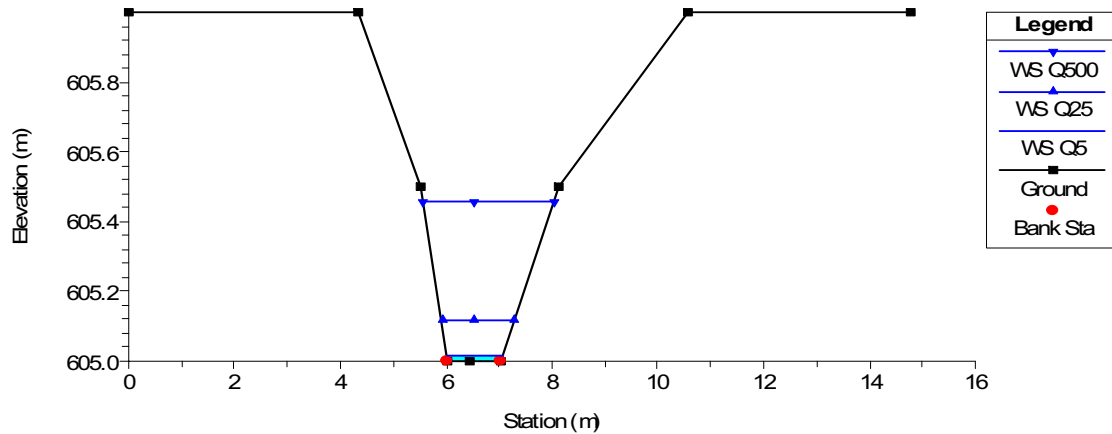
Perfil 23 PK-1017



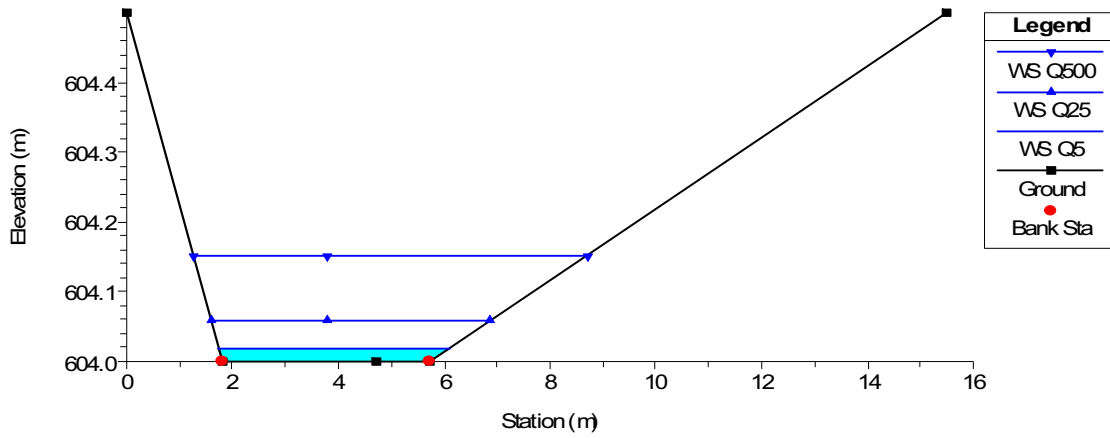
Perfil 24 PK-1050



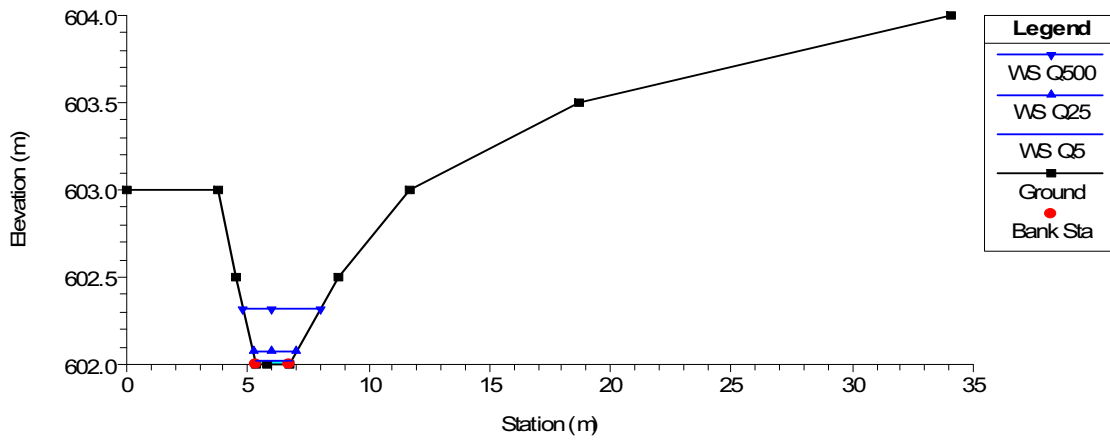
Perfil 25 PK-1150



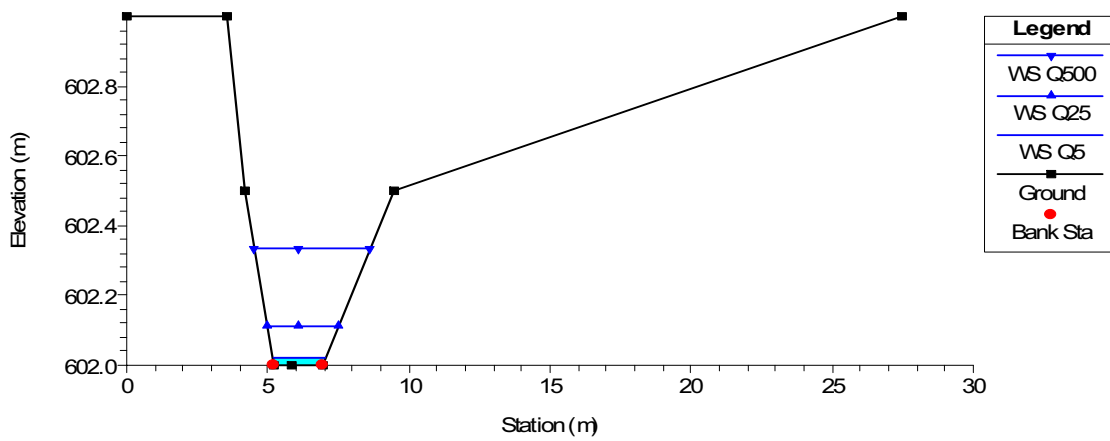
Perfil 26 PK 1200



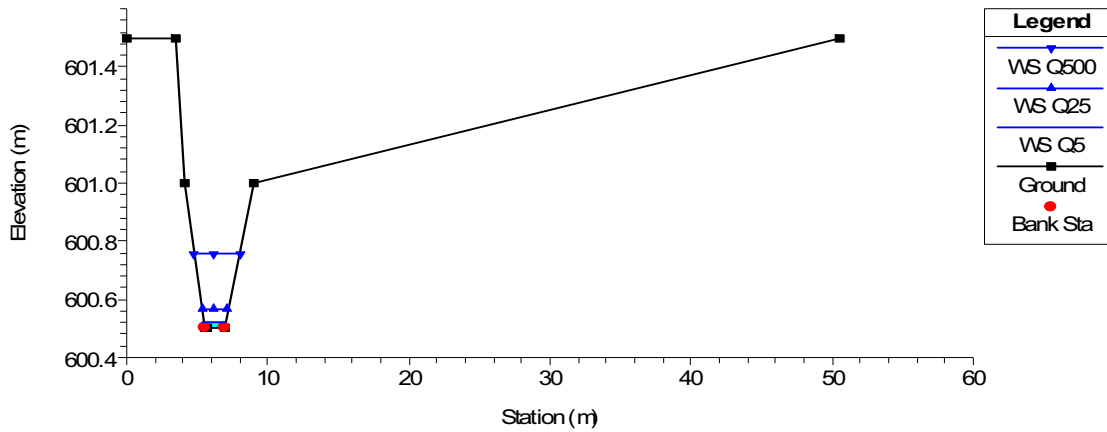
Perfil 27 PK-1250



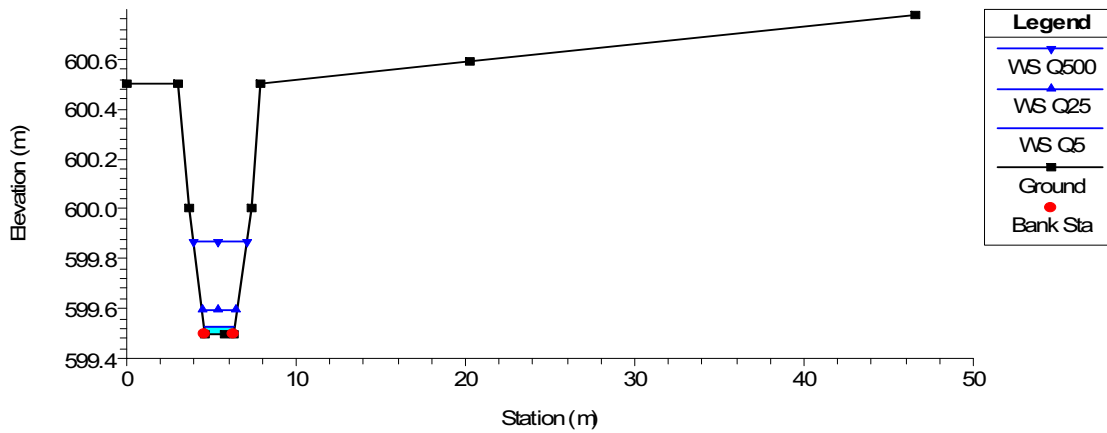
Perfil 28 PK-1300



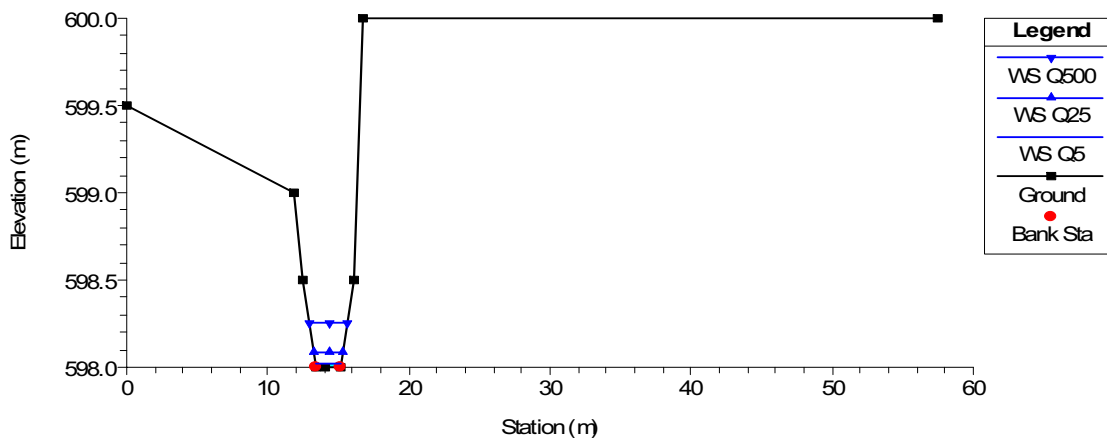
Perfil 29 PK-1350



Perfil 30 PK-1400

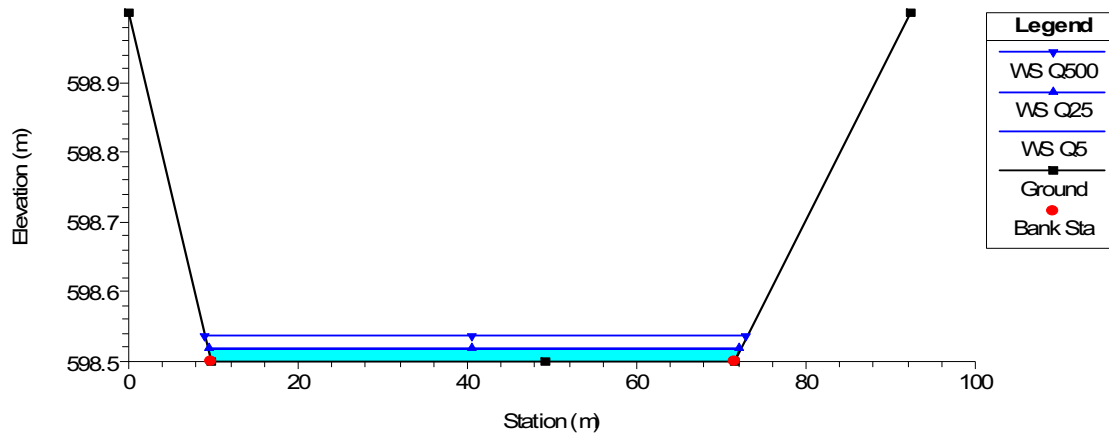


Perfil 31 PK-1450

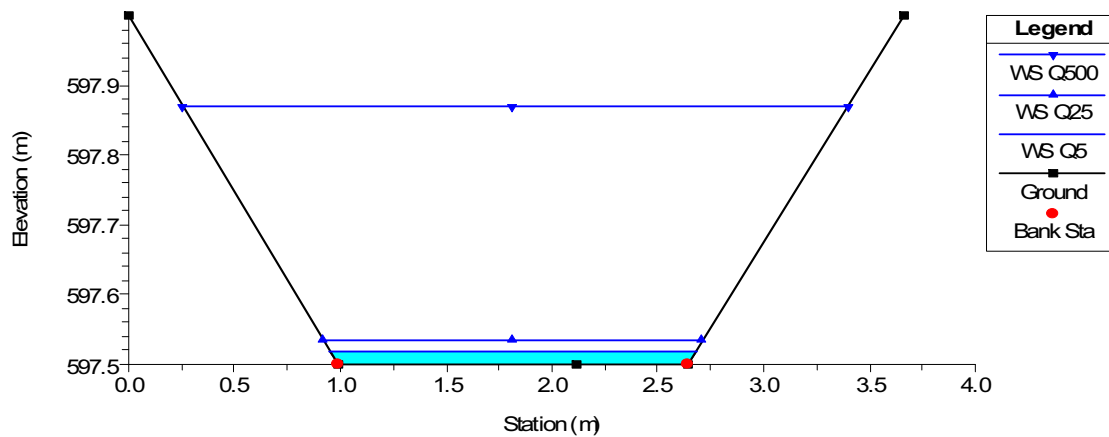




Perfil 32 PK-1500



Perfil 33 PK-1535



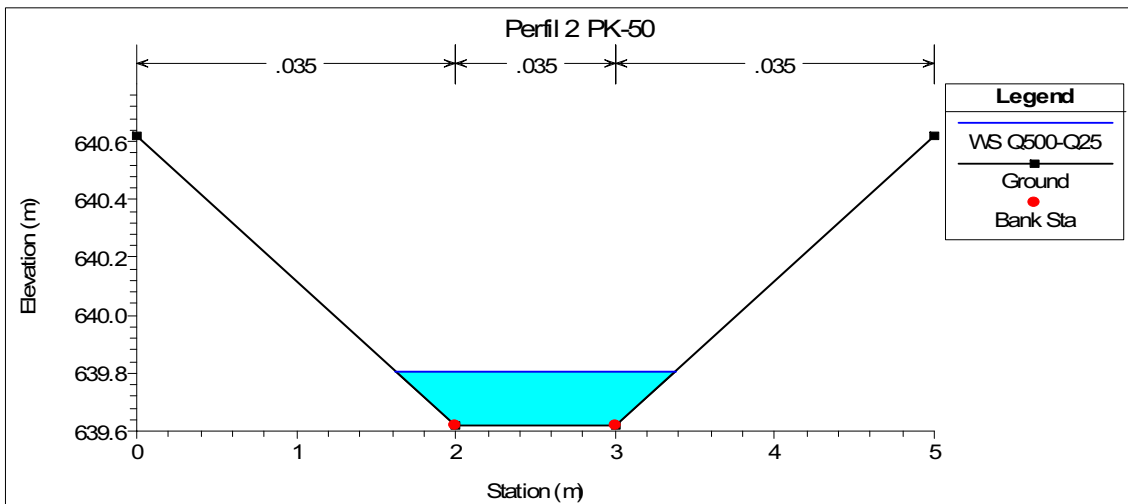
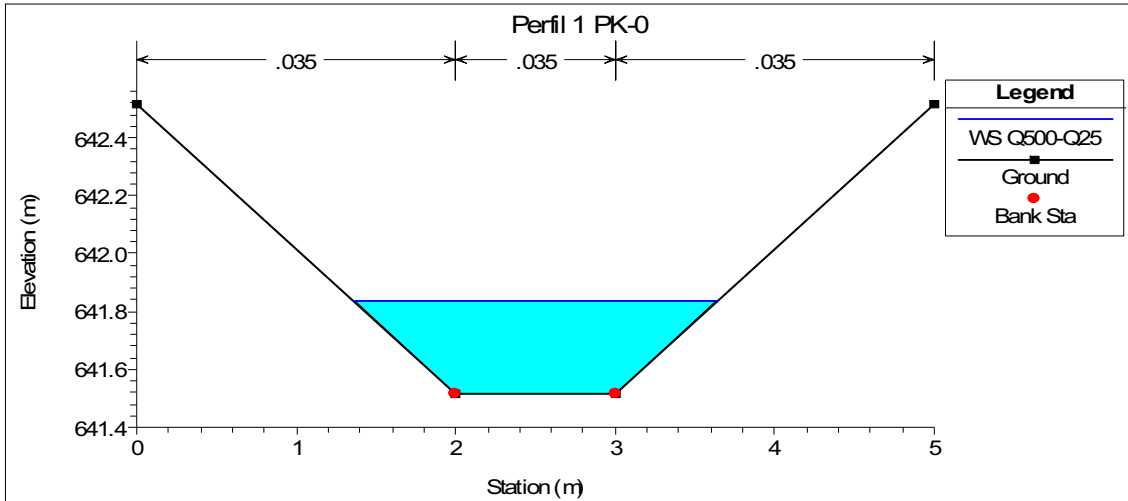
## 6.2 ESTUDIO HIDRÁULICO DEL ARROYO EXISTENTE DESPUÉS DE LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

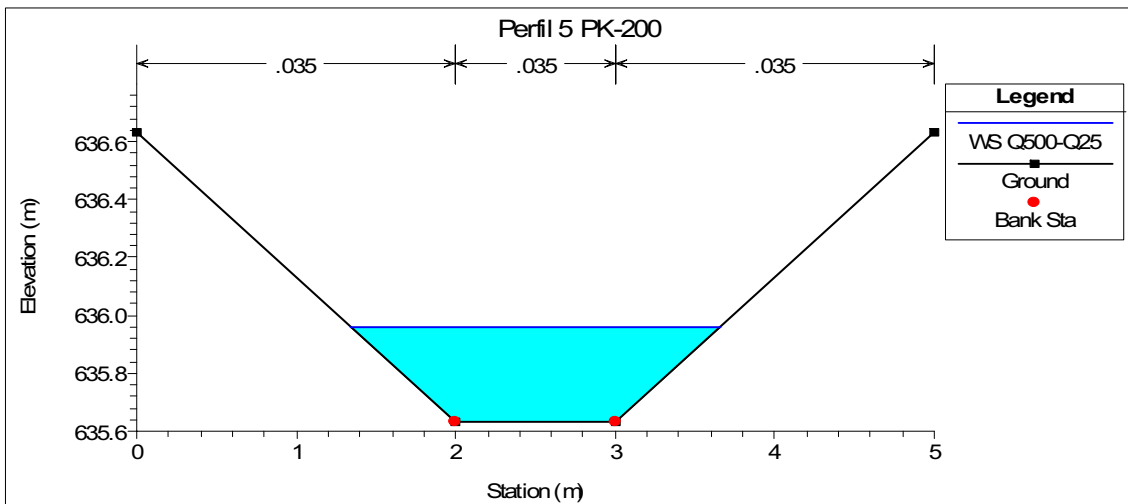
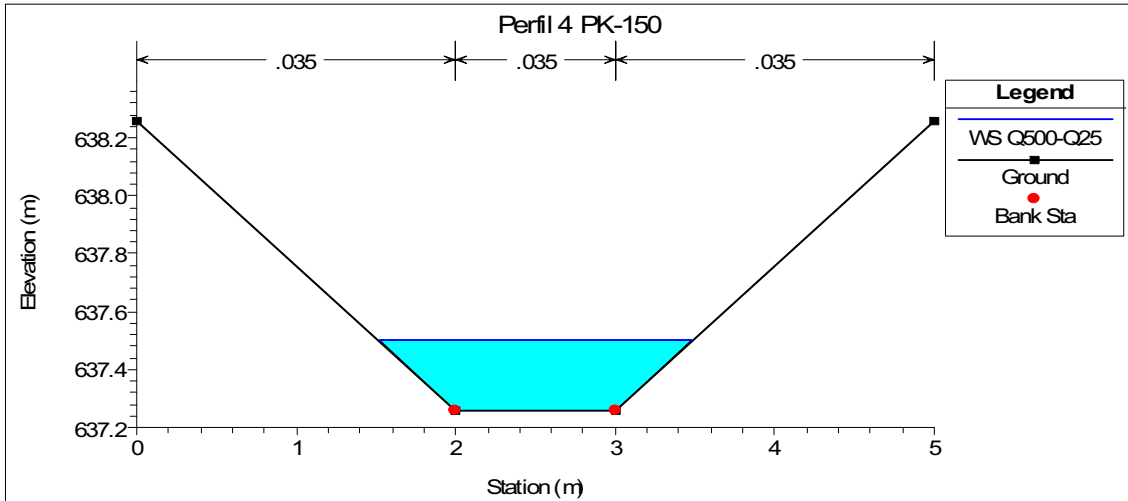
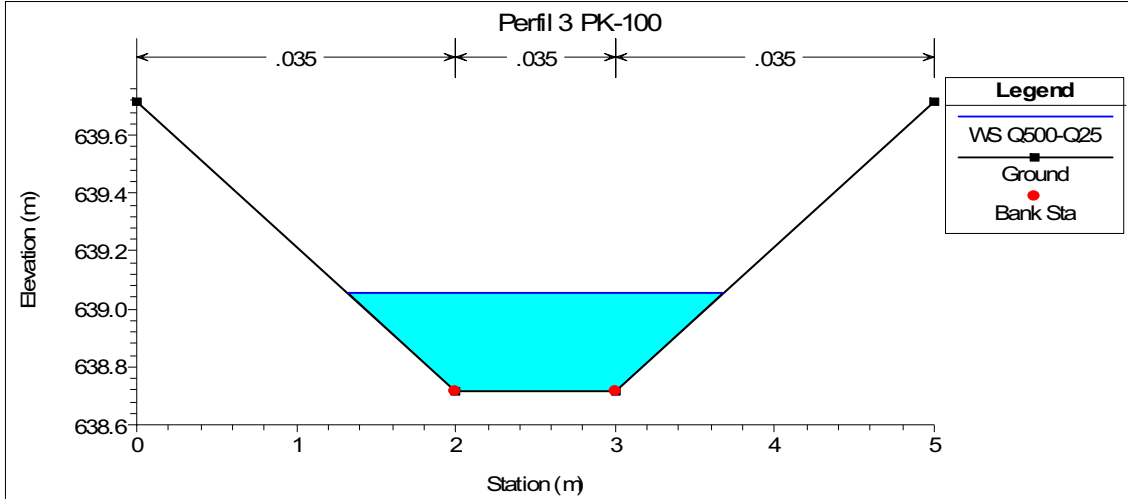
### 6.2.1 Caudales para dimensionamiento del arroyo

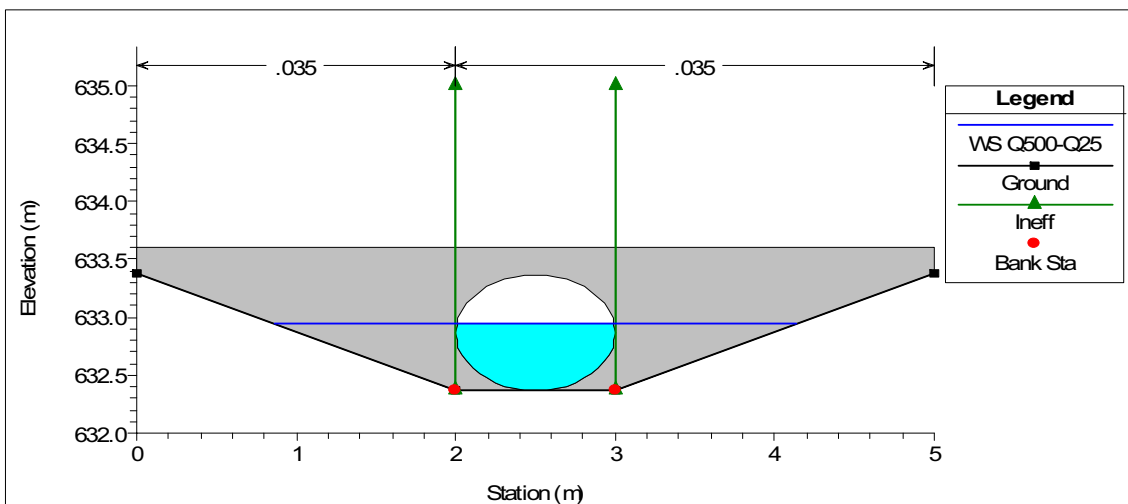
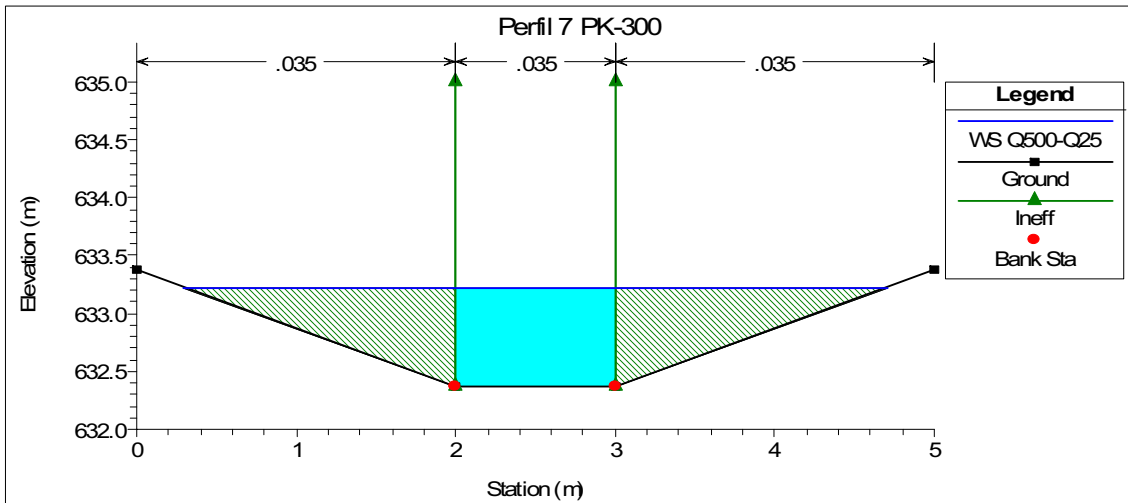
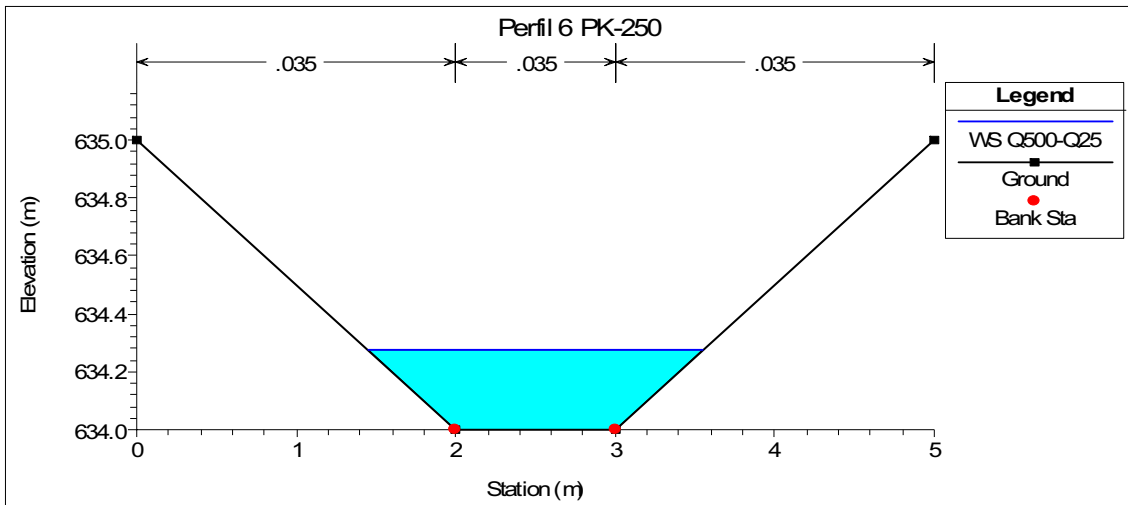
Q500- Q25pluviales)	Caudales (m <sup>3</sup> /s)
	8,63-4,79=3,84

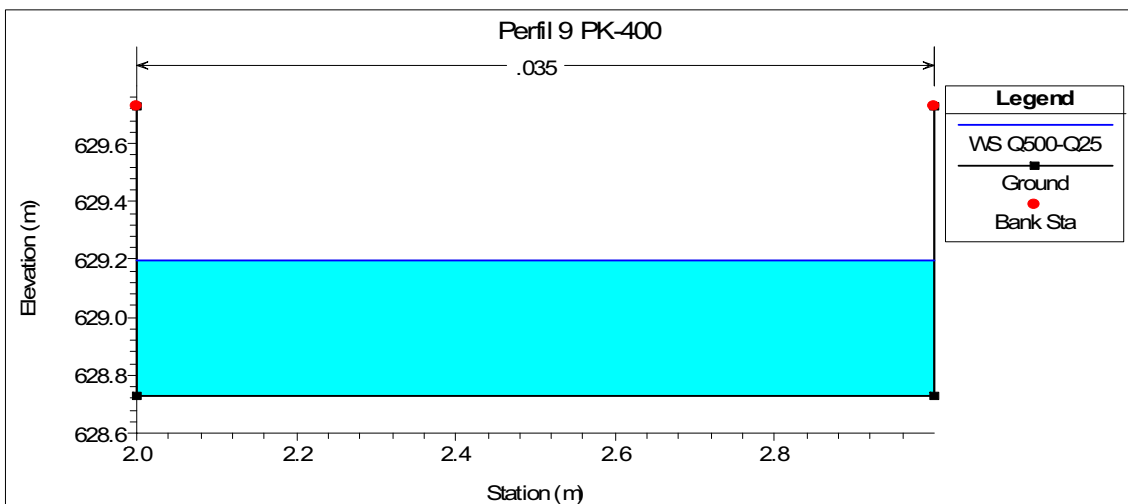
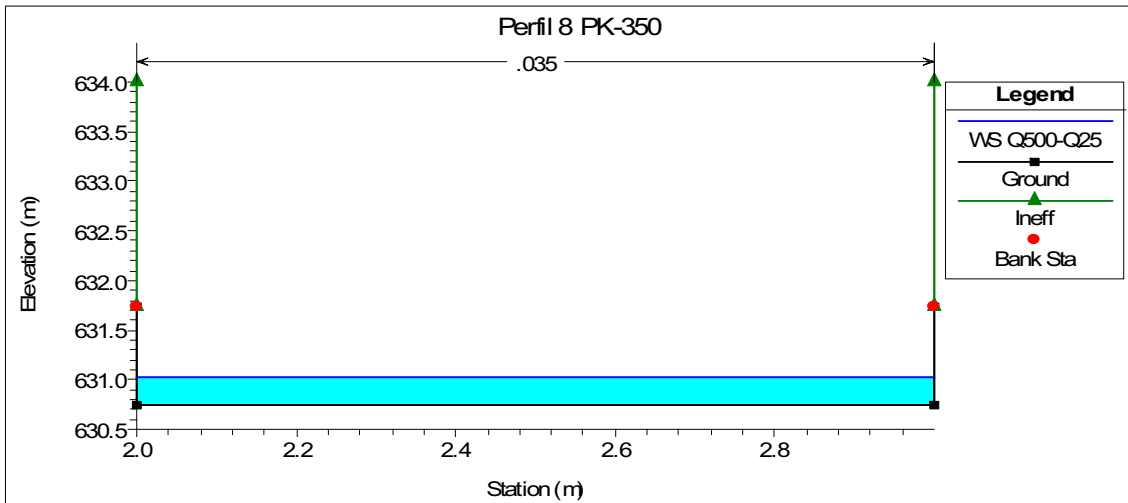
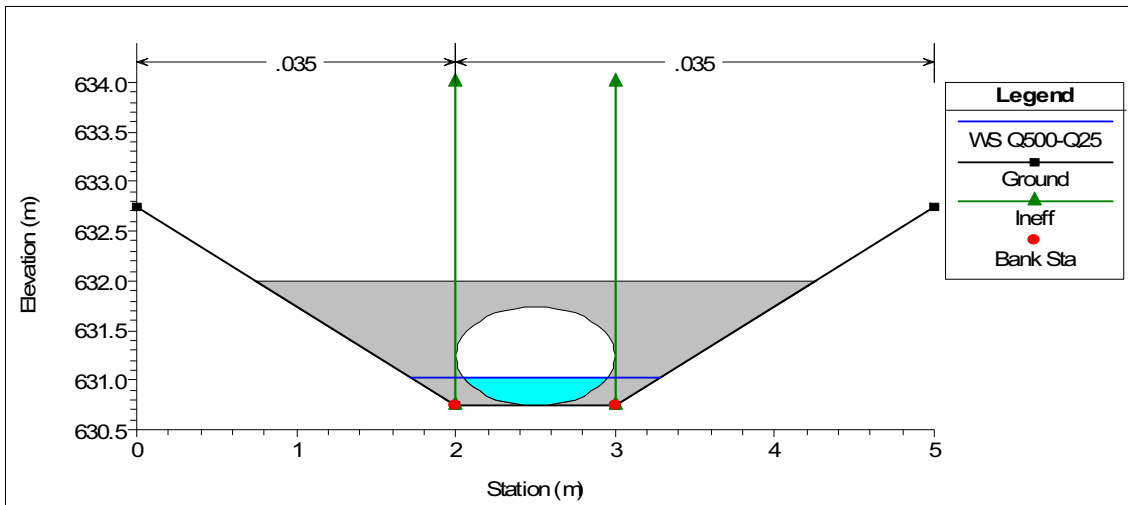
El caudal que es evacuado en superficie (Q500-Q25) y se utilizará para el estudio hidráulico del arroyo .La justificación del valor del caudal de las aguas pluviales se puede consultar en el apartado 7.3.2 del presente documento.

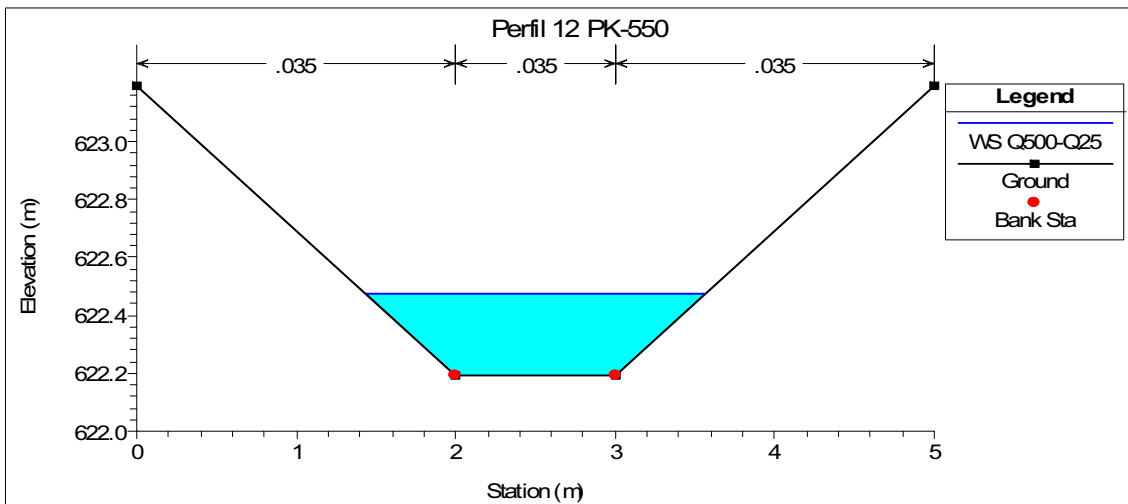
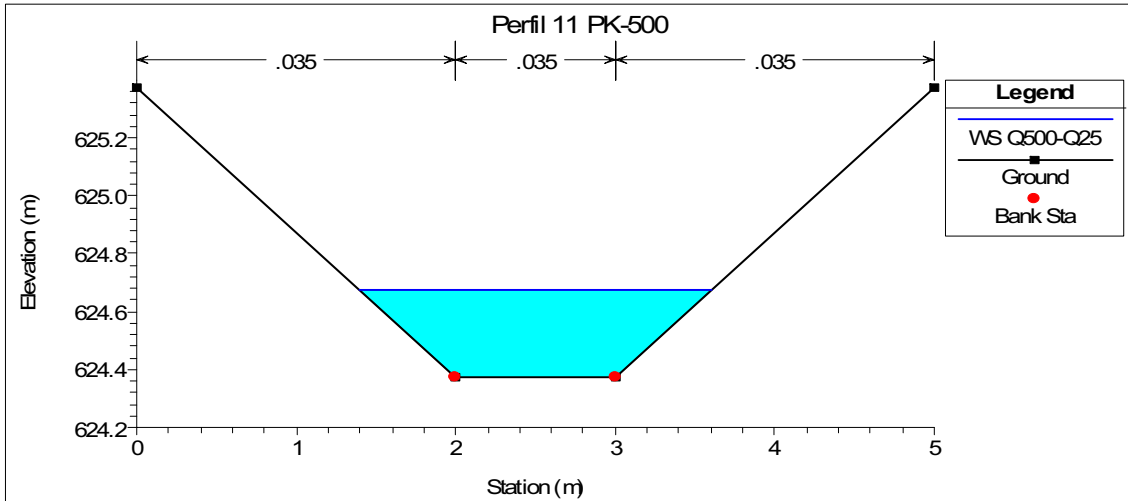
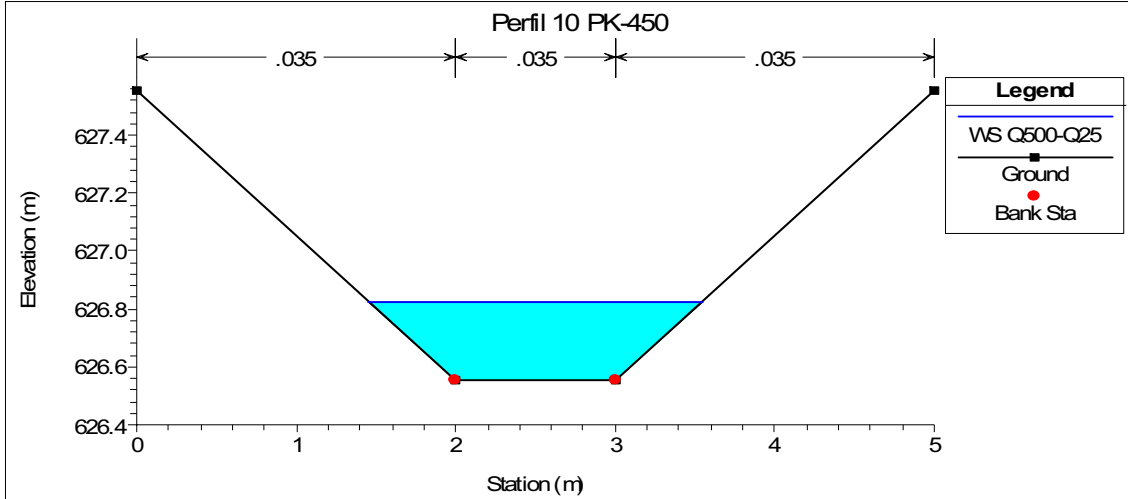
### 6.2.2. Salidas modelo hidráulico arroyo

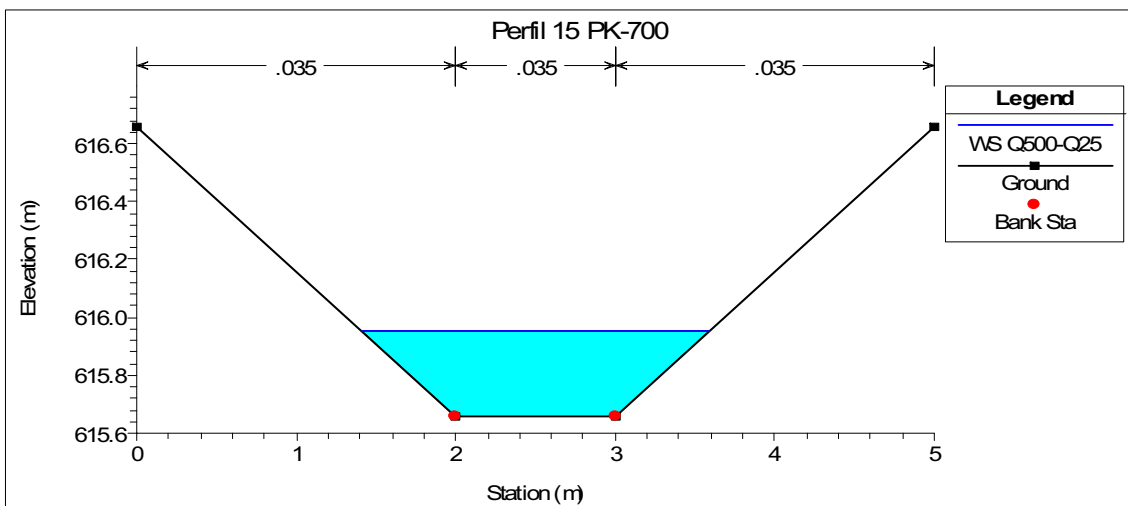
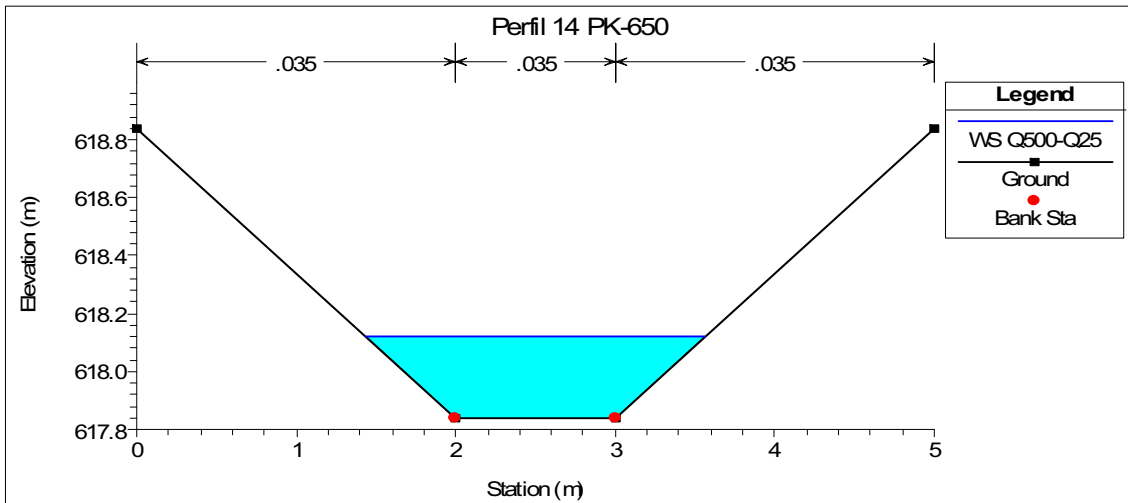
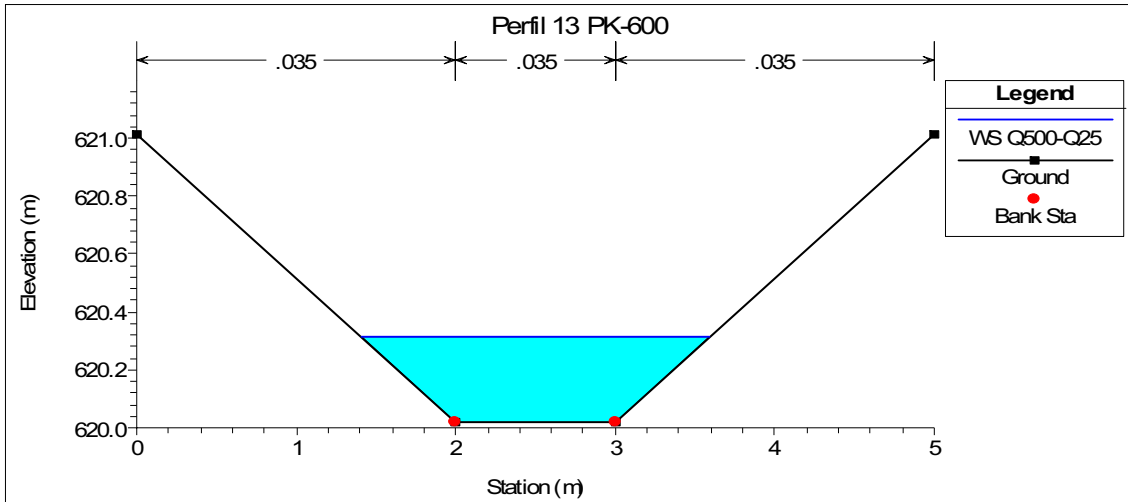


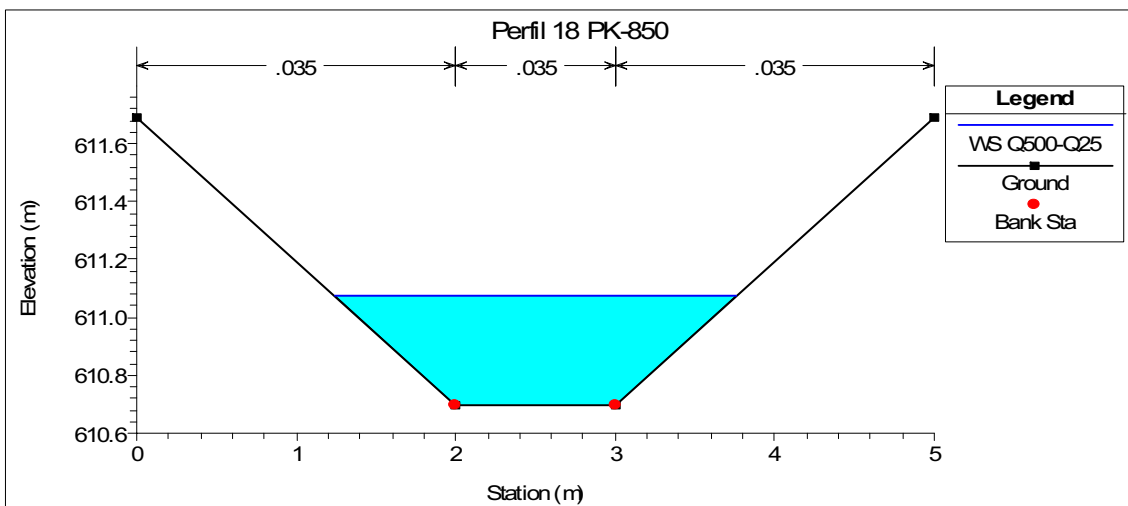
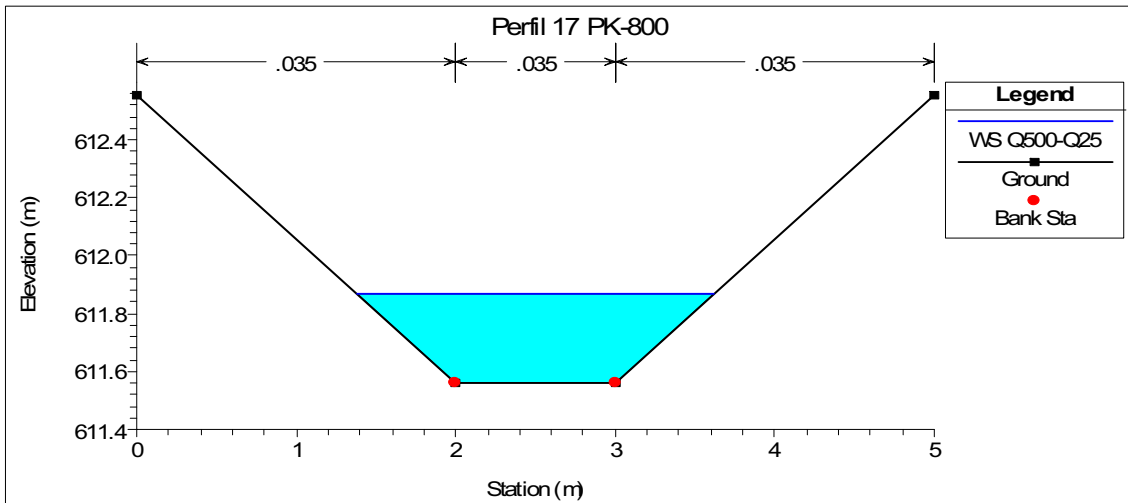
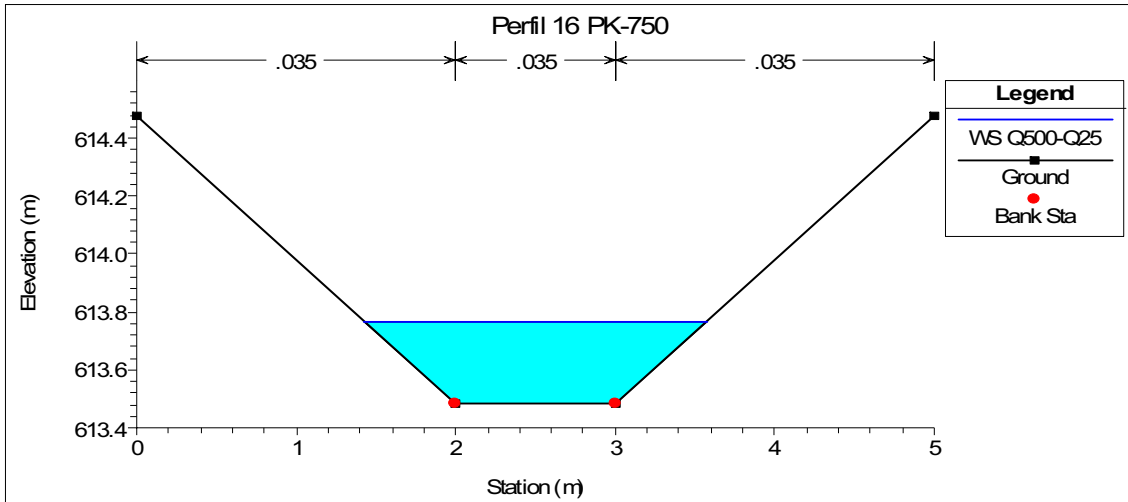




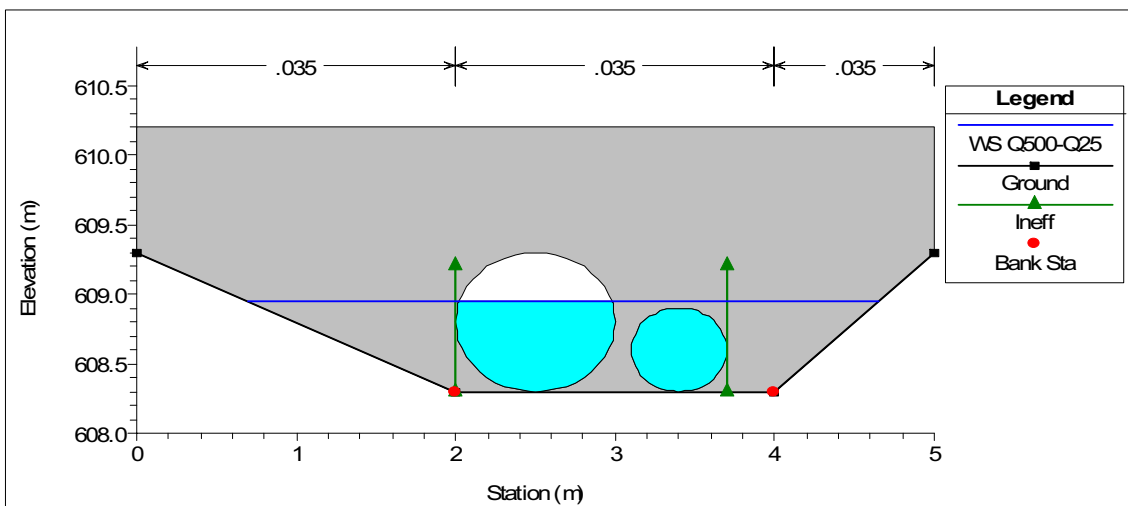
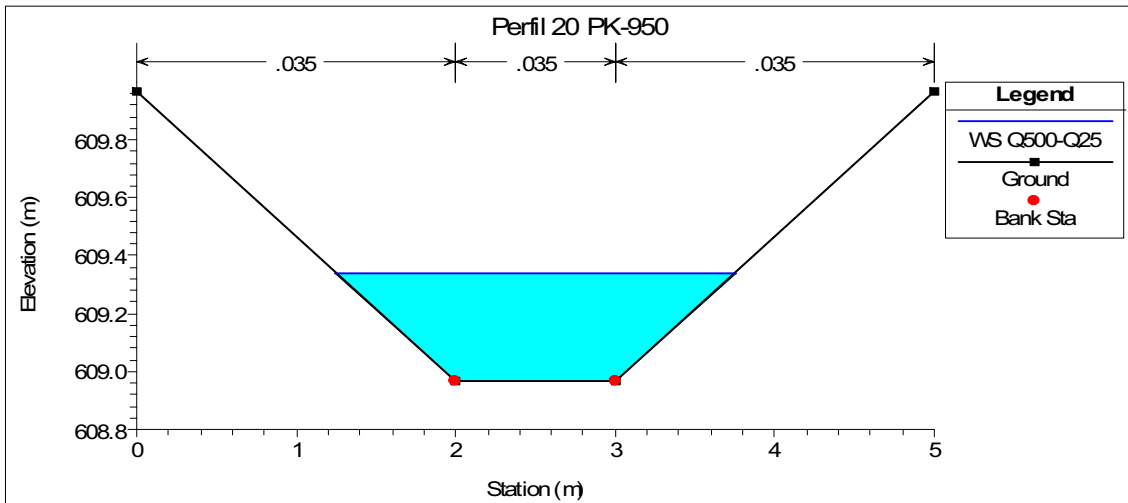
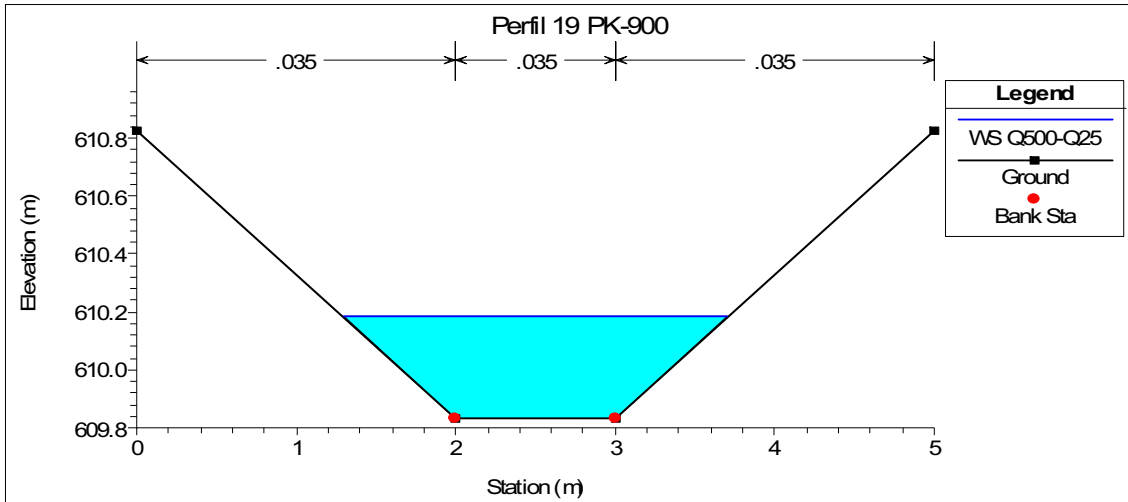




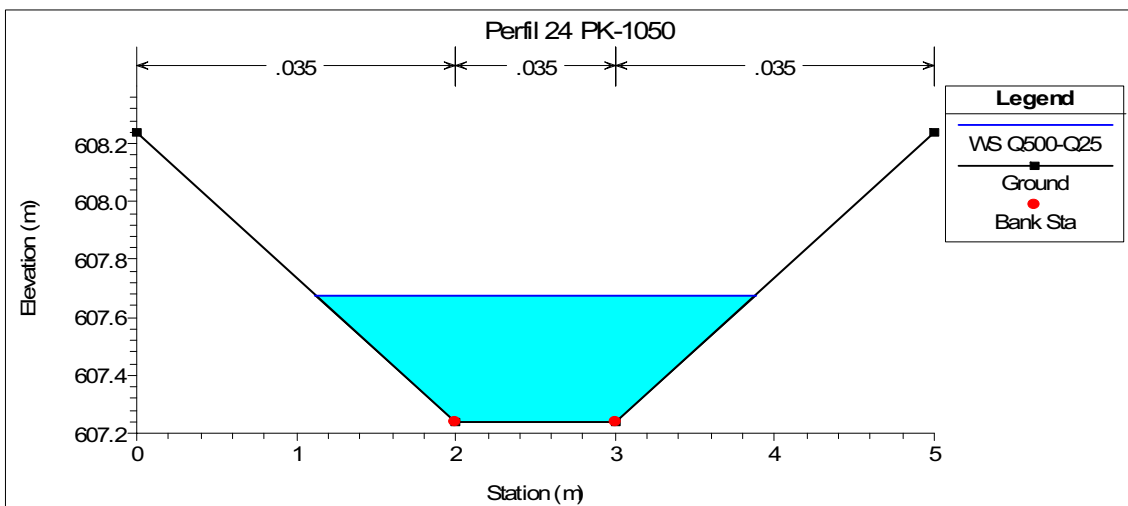
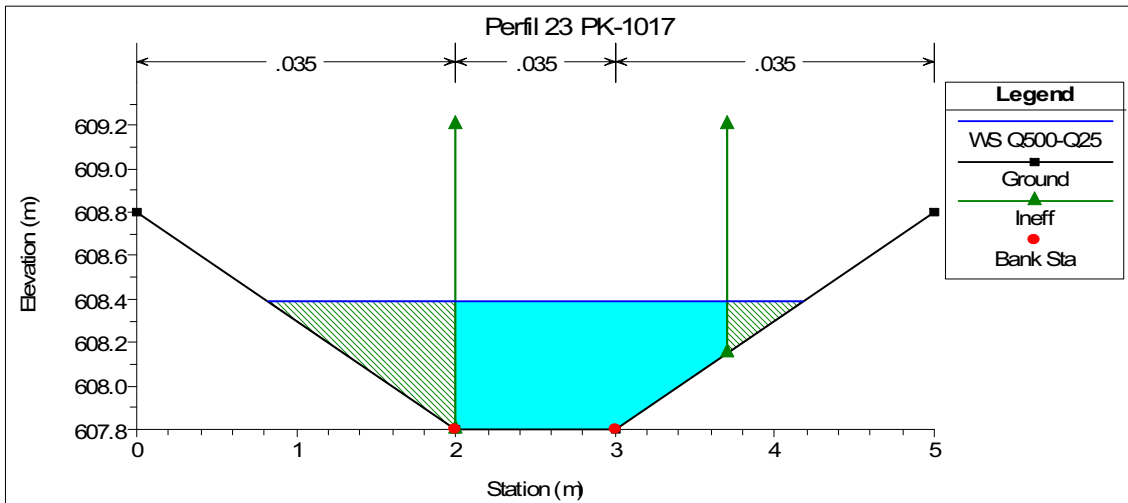
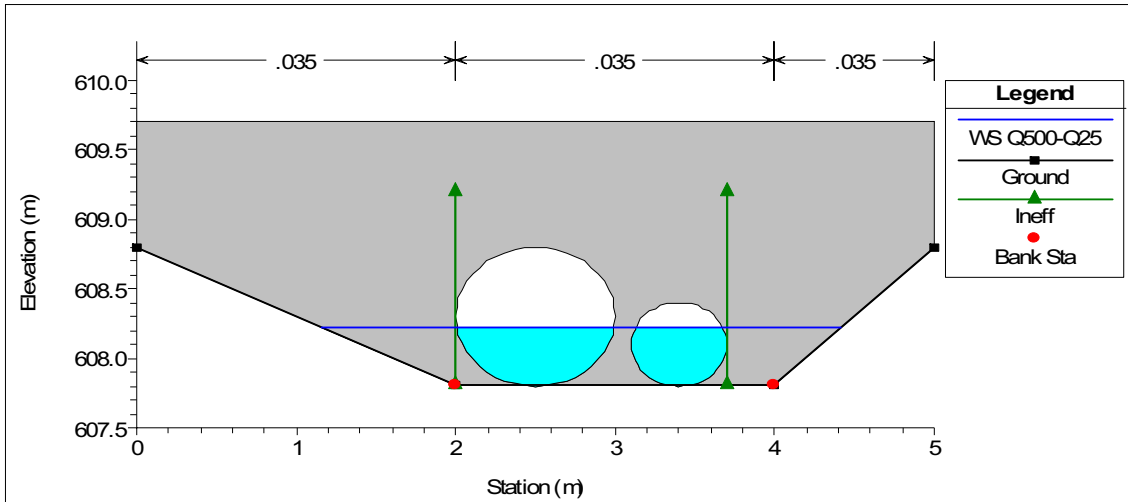


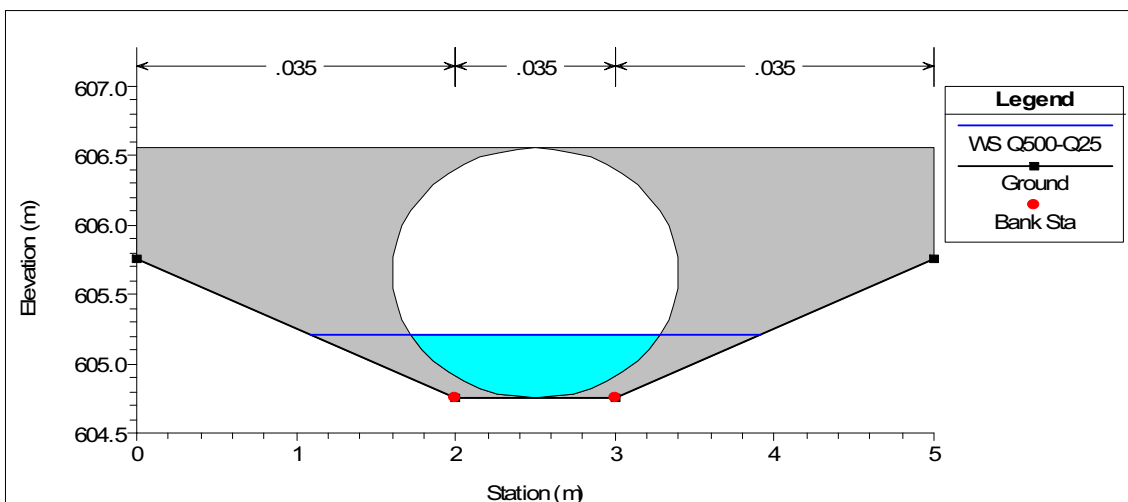
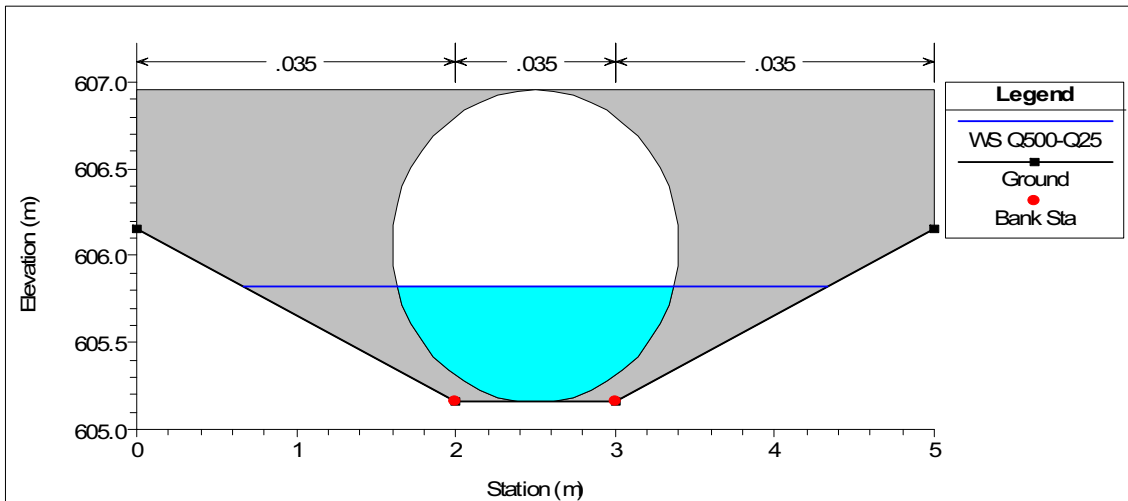
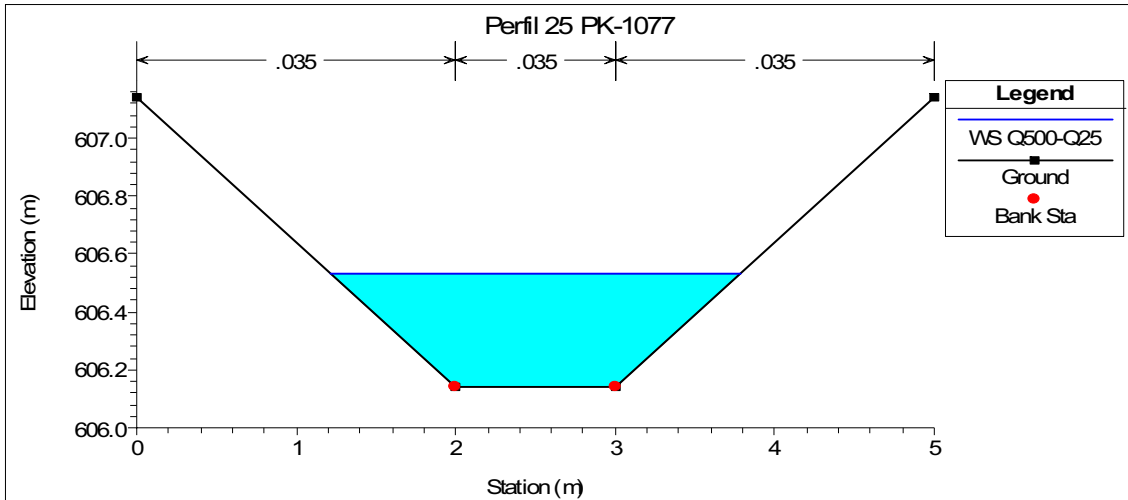




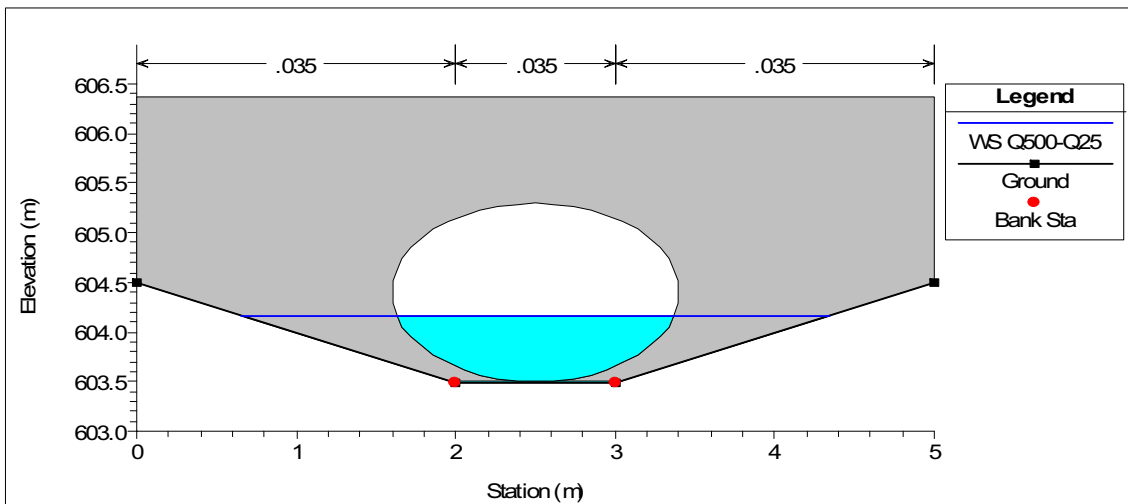
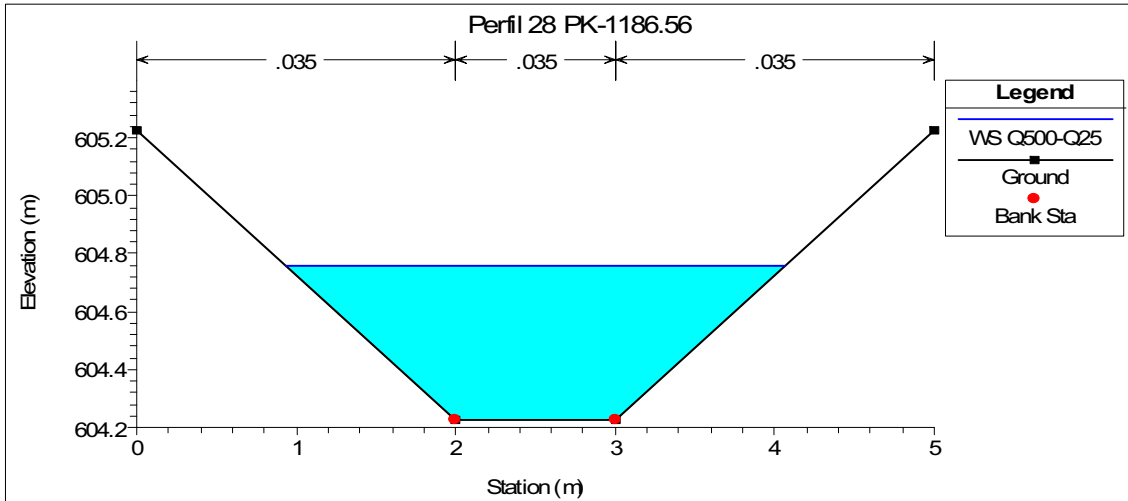
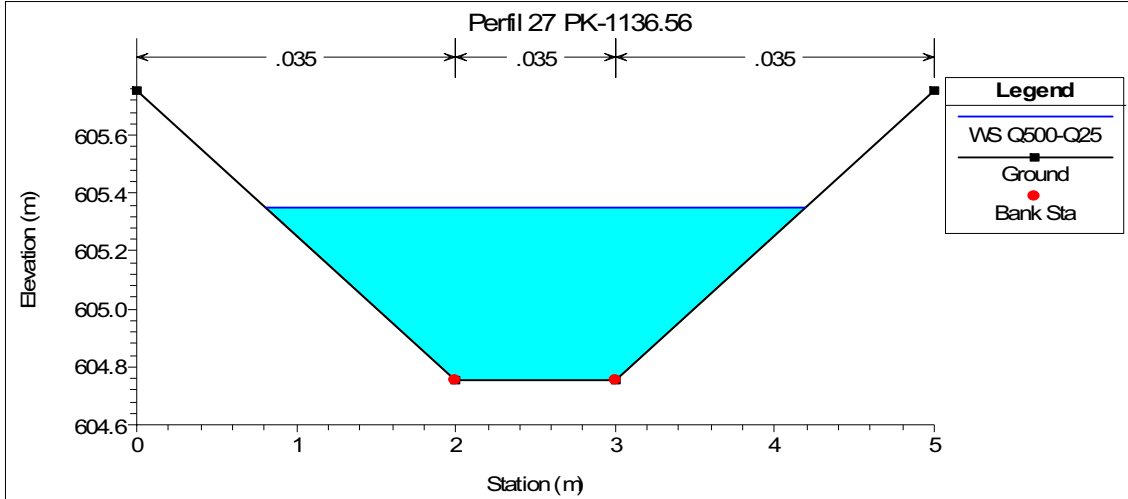


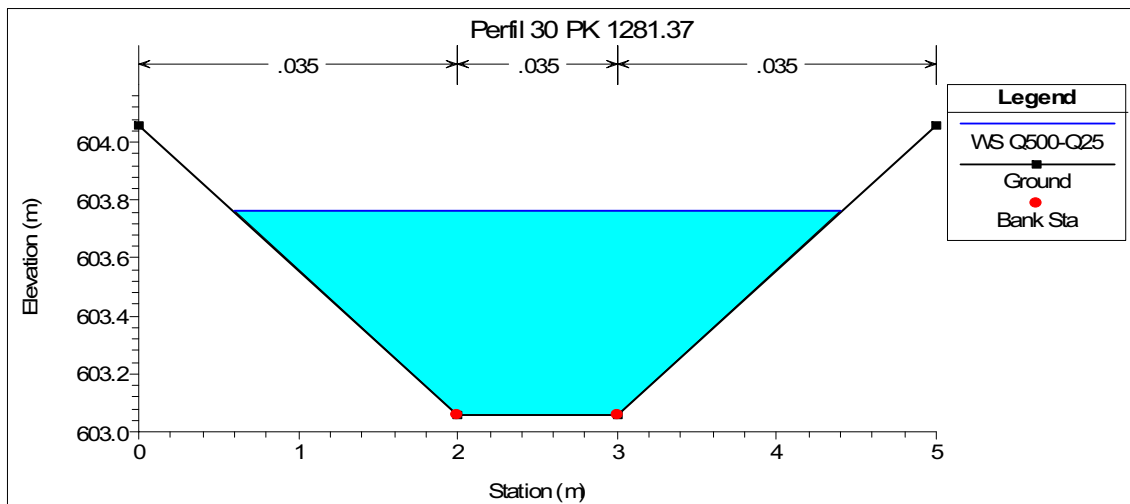
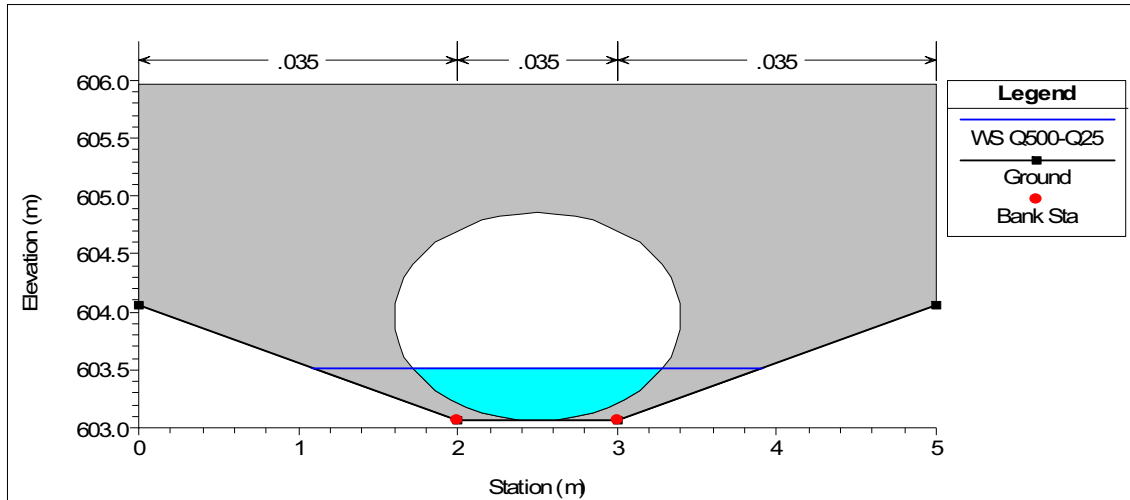
ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE LOS CAUCES AFECTADOS POR EL SECTOR "LOS CANTIZALES" PARA LA TRAMITACIÓN DE LA MODIFICACIÓN PUNTUAL DEL P.G.O.U DE VILLANUEVA DE LA CAÑADA (MADRID).





ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE LOS CAUCES AFECTADOS POR EL SECTOR "LOS CANTIZALES" PARA LA TRAMITACIÓN DE LA MODIFICACIÓN PUNTUAL DEL P.G.O.U DE VILLANUEVA DE LA CAÑADA (MADRID).





## **6.3 ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RÍO GUADARRAMA Y AFECCIÓN DEL VERTIDO DE AGUAS PLUVIALES PROCEDENTES DEL SECTOR**

### ***6.3.1 Introducción***

Para el estudio hidráulico del río Guadarrama se ha consultado los datos del Proyecto Linde en la Confederación Hidrográfica del Tajo. En los planos que acompaña al presente documento se pueden consultar en planta los resultados del Proyecto Linde en relación Sector “Los Cantizales”. El plano en planta de parcelación aportado es hasta la fecha el de mayor definición, por lo tanto, los resultados obtenidos en el estudio se tomarán en cuenta para los futuros usos.

### **6.3.2 Afeción al cauce**

#### **6.3.2.1 Introducción**

Se proyecta una obra de restitución al cauce del río Guadarrama, cuyas características son las siguientes:

Punto 1: Desagüe de las aguas vertidas mediante un emisario de tubular de diámetro nominal 1500 mm. El emisario es de **hormigón armado** hasta encontrar el cauce natural del arroyo. Caudal: 4,790 m<sup>3</sup>/s. La tubería desemboca a cielo abierto en el cauce del arroyo, a una altura sobre el lecho tal que no permita el retorno del agua por la tubería cuando se produzcan grandes avenidas.

El punto de salida estará embebido en escollera, que incorporará dos aletas y una solera sobre parte del cauce, de forma que el agua al caer no provoque erosión.

#### **6.3.2.2.- Afeción del caudal del arroyo tras el vertido**

Para la obtención de la afeción del vertido de aguas pluviales al río Guadarrama, se ha considerado la diferencia de cota para T= 25 años en la situación futura y la situación futura con la incorporación del vertido de caudales de aguas pluviales.

La incorporación de las aguas pluviales (incluidas las aguas procedentes de S-15), se realiza en el PK-160 del río Guadarrama.

A continuación obtenemos el porcentaje de aumento de caudal debido al vertido de pluviales

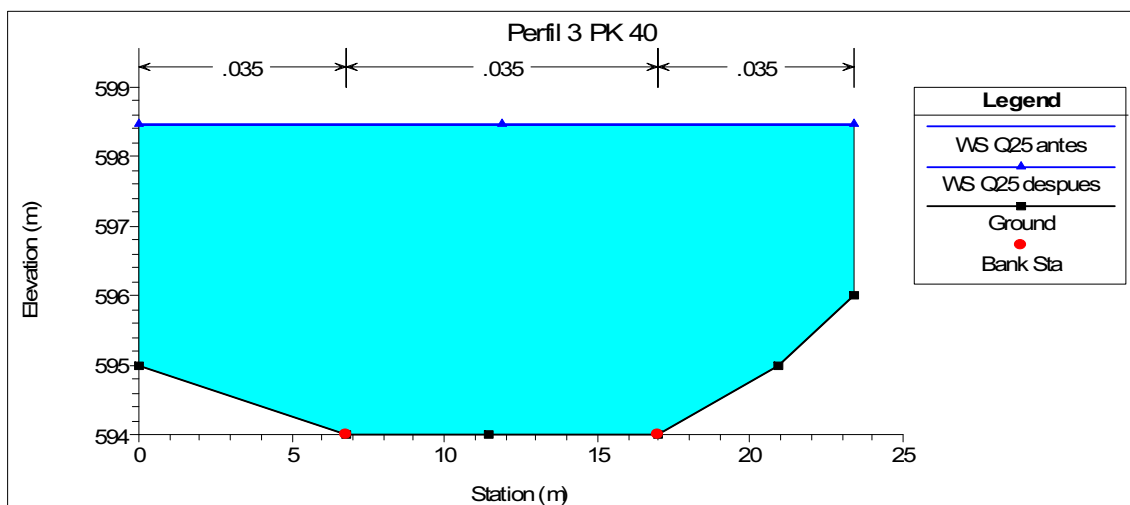
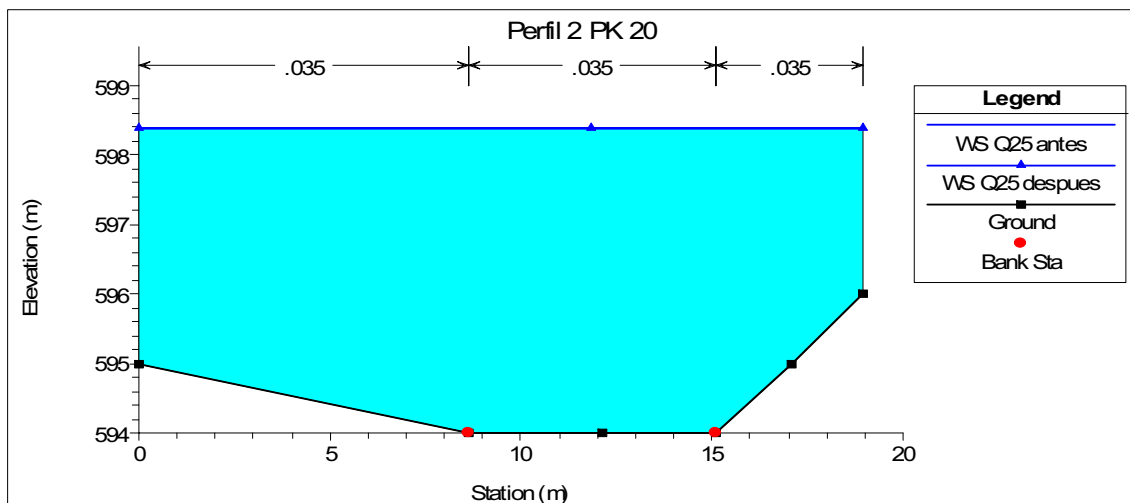
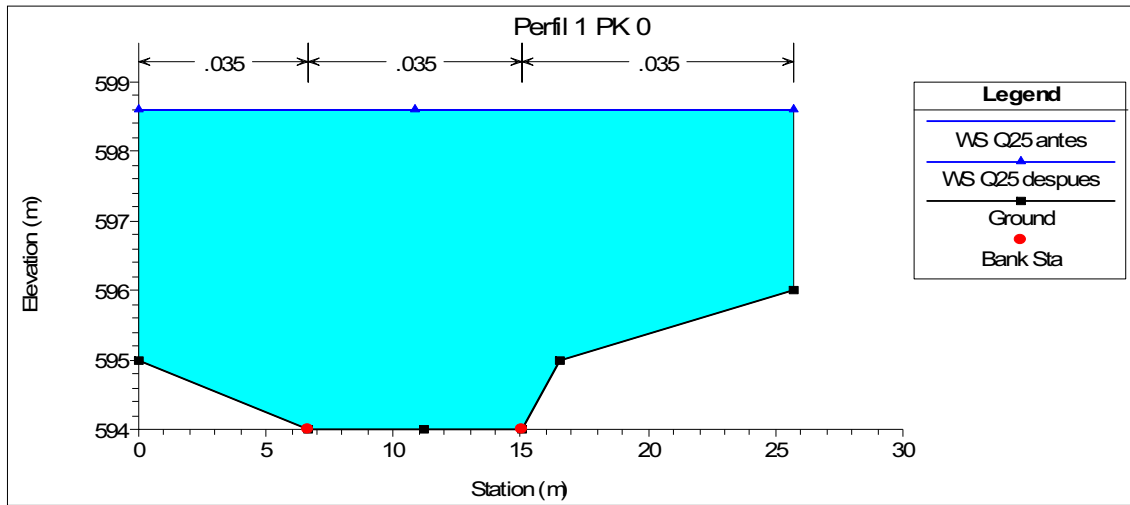
Caudal T= 25 años sin vertido de pluviales: 166,16 m/s

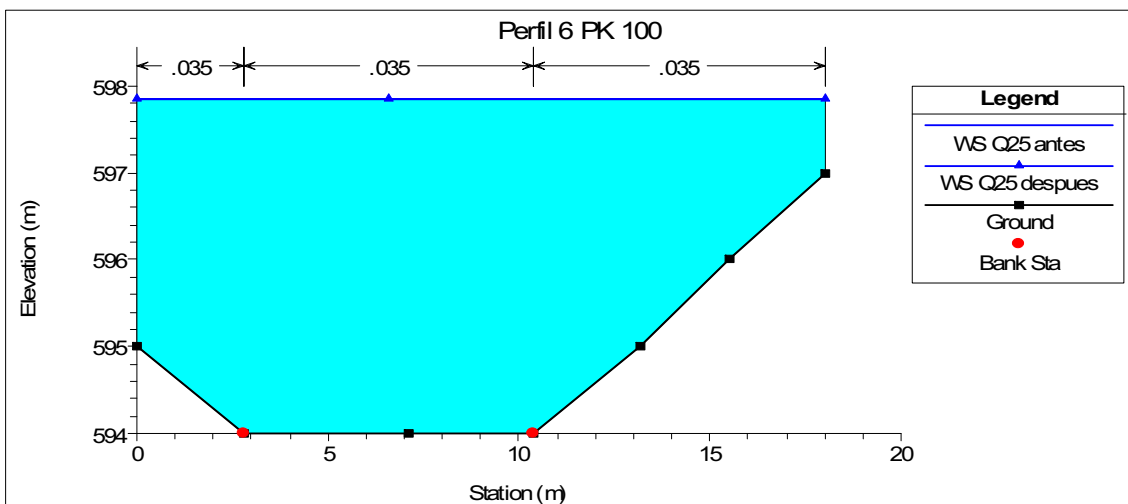
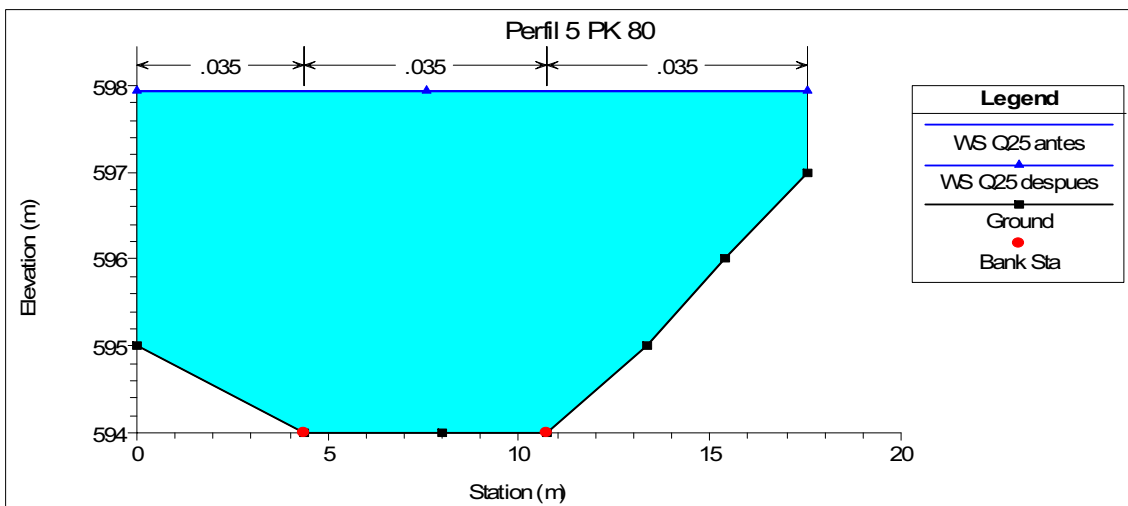
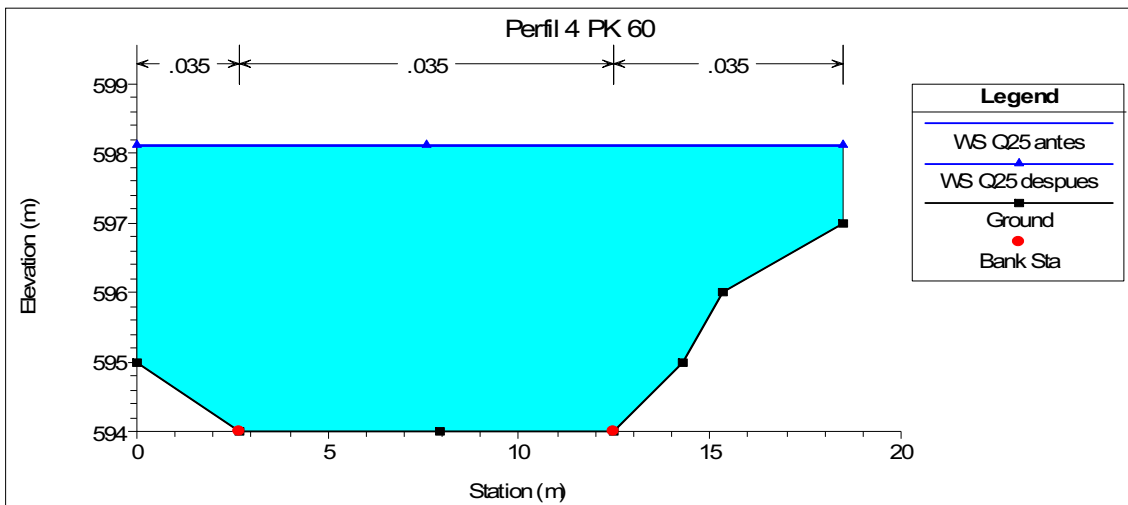
Caudal T= 25 años con vertido de pluviales: 170,95 m/s

El aumento de caudal en porcentaje es de 2,88 %.

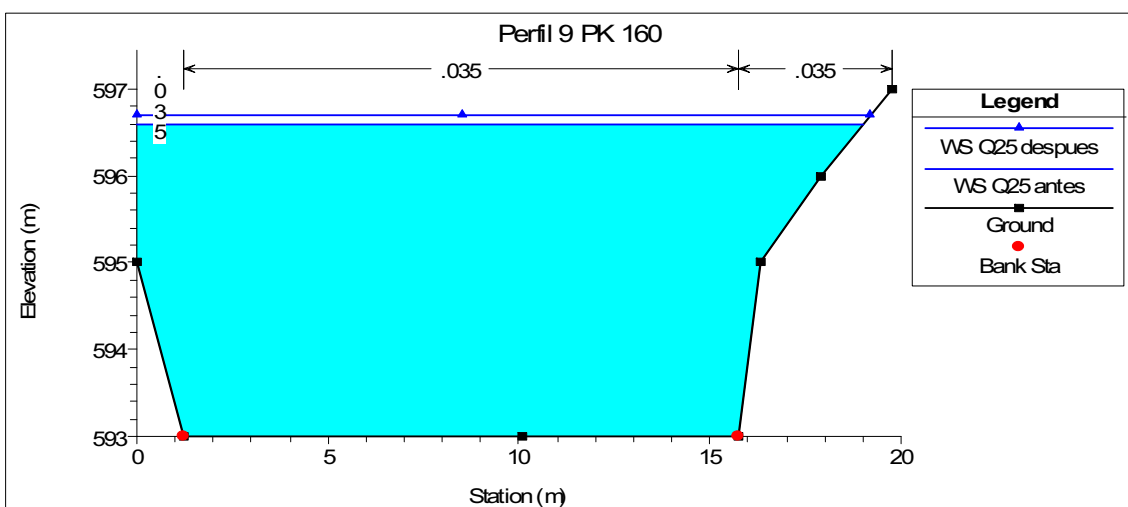
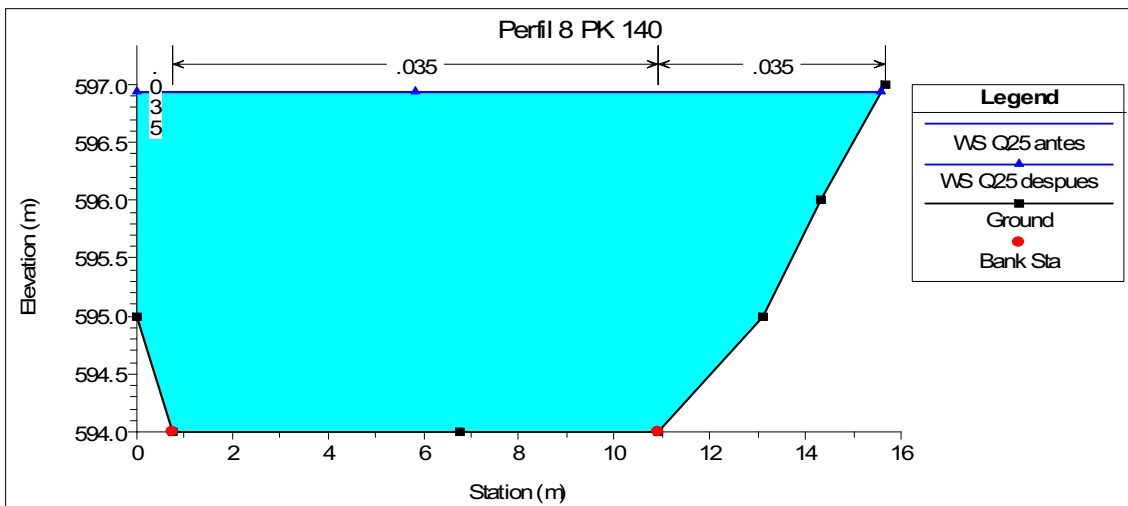
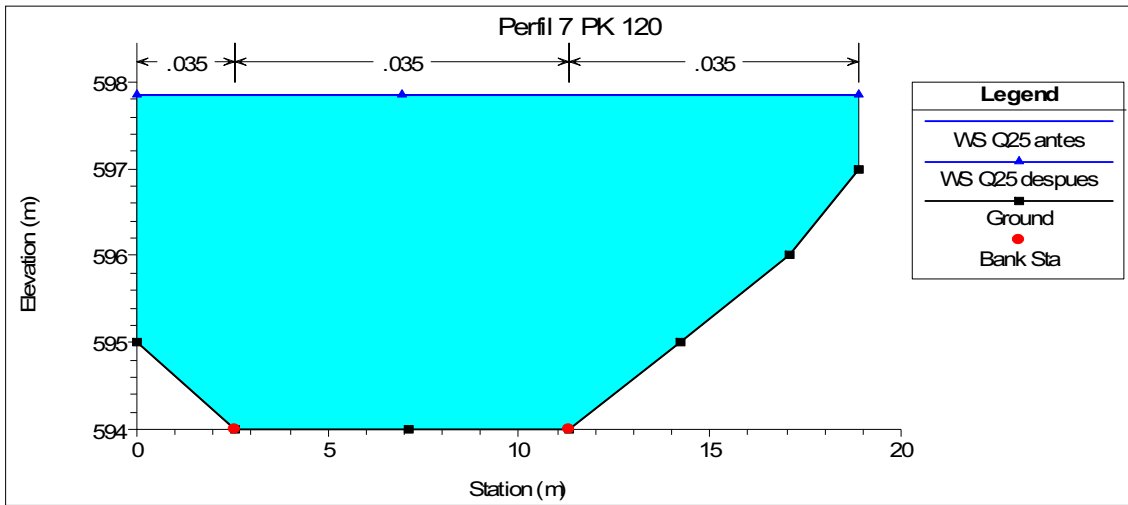
A continuación se muestra el incremento de la lámina de agua en cada uno de los perfiles tomados, debido al vertido en el punto antes citado:

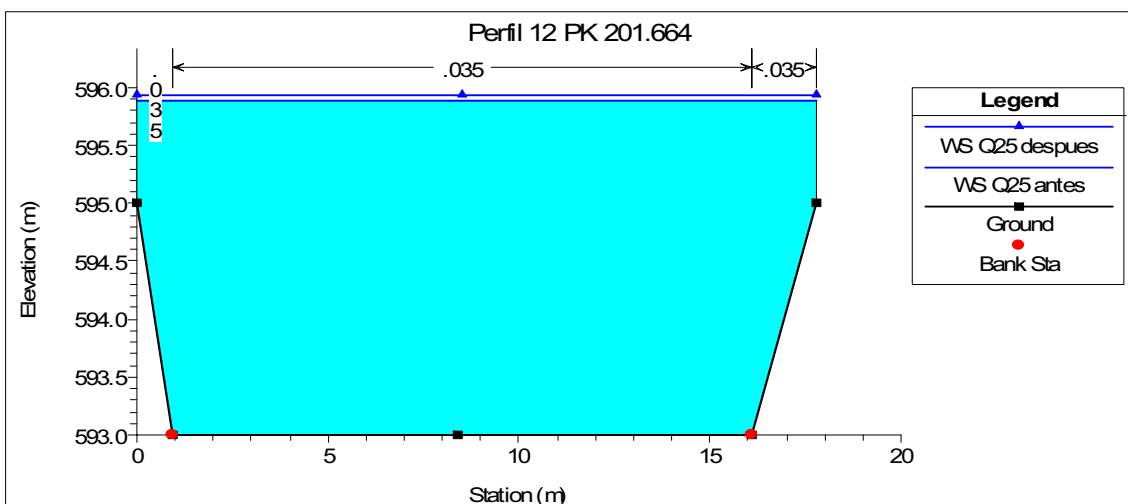
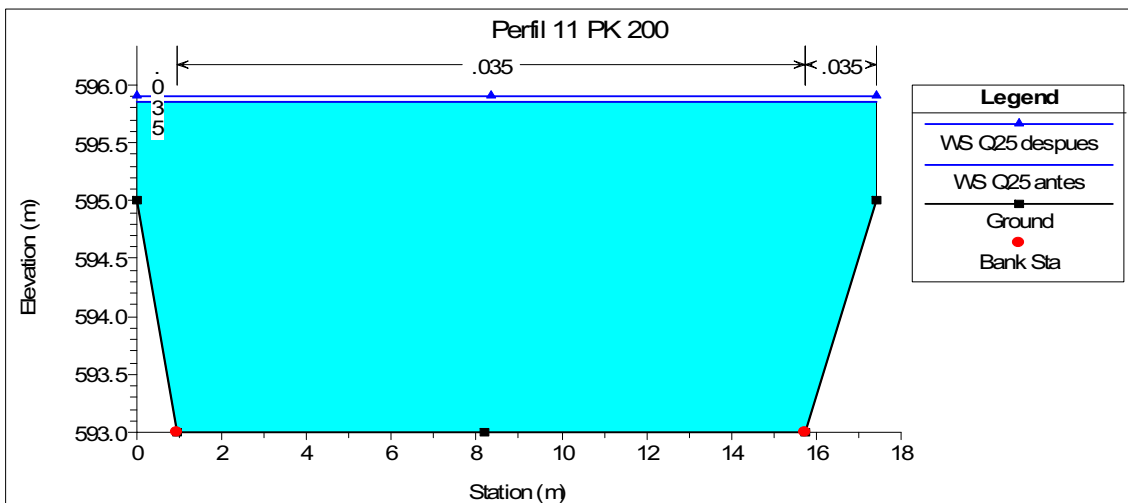
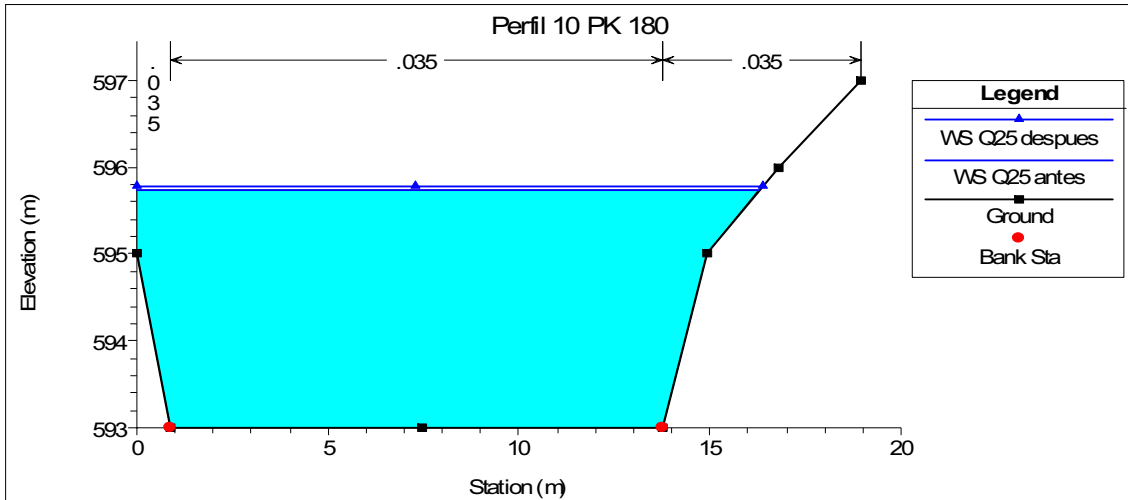
A continuación se presentan las salidas del modelo hidráulico Hec-Ras donde se observa la afección del vertido de pluviales la río Guadarrama:











### 6.3.2.3.- Afección ambiental de la actuación

Con la solución adoptada de escollera, que incorporará dos aletas y una solera sobre parte del cauce) para la evacuación de las aguas pluviales al cauce del arroyo, se consigue una reducción de la velocidad y de la altura con la que el agua accede al cauce, además de proteger el margen del cauce en el que se proyecta ejecutar la acometida.

De esta manera las probabilidades de que se produzcan procesos erosivos como consecuencia de la desembocadura de las aguas de lluvia, son prácticamente nulas.

## **7. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE SANEAMIENTO SEPARATIVA PROYECTADA EN EL SECTOR**

### **7.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA RED DE SANEAMIENTO**

El sistema de saneamiento proyectado es SEPARATIVO. Se tendrá en cuenta el Convenio para la Gestión Integral del Servicio de Distribución suscrito entre el Canal de Isabel II y el Ayuntamiento de Villanueva de la Cañada y el Convenio de Colaboración firmado entre el Ayuntamiento de Villanueva de la Cañada, la Comunidad de Madrid y el Canal de Isabel II para la prestación del servicio de alcantarillado en el municipio de Villanueva de la Cañada, ambos suscritos el 30 de junio de 2010.

### **7.2 CONEXIÓN DE LA RED CON EL EXTERIOR**

La conexión con el exterior se realiza de dos formas, siguiendo las indicaciones del Canal de Isabel II:

La conexión con el exterior se realiza de dos formas, siguiendo las indicaciones del Canal de Isabel II:

- La red de aguas fecales, a través del colector general que discurre por la ribera del río Guadarrama hasta la EDAR del Guadarrama Medio, conectando en el pozo nº 99 de

dicho colector.

- La red de aguas pluviales, desagua directamente al cauce del río Guadarrama, realizando un acondicionamiento del terreno para evitar zonas donde quede retenida el agua.

En cuanto a la red de distribución interior, de acuerdo con las Normas para Redes de Abastecimiento del Canal de Isabel II Gestión (2012), discurrirá por viarios y espacios libres públicos no edificables, siendo mallada y de fundición dúctil. Todo ello de conformidad con las Normas para Redes de Abastecimiento del Canal de Isabel II Gestión (2012).

Para garantizar la estabilidad del colector de pluviales en el punto de salida se proyecta una obra de salida en hormigón con aletas de contención de las tierras y anillos de fijación del tubo según detalle en planos.

En el tubo de salida se coloca una cancela metálica con candado para impedir el acceso a personas no autorizadas.

Se ejecutará un acondicionamiento del cauce de salida mediante escollera para prevenir las erosiones del fondo del mismo.

### **7.3 CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS**

#### **DATOS PREVIOS**

- Sistema de evacuación .....	Directo
- Grado de depuración.....	Vertido simple
- Sistema de redes.....	Separativo

#### ***7.3.1.- Ámbito del Proyecto y zonificación***

La red se proyecta para recoger los vertidos de aguas fecales y pluviales en el Proyecto de Urbanización del SECTOR “LOS CANTIZALES” de Villanueva de la Cañada (Madrid).

A efectos de aplicación de las dotaciones para el cálculo de consumos de cada zona, sus usos se reparten de la siguiente forma:

- Usos
  - Viviendas Unifamiliares de  $S_p \leq 200 \text{ m}^2$  ..... 654 ud.
  - Viviendas Multifamiliares de  $S_p \leq 120 \text{ m}^2$  ..... 643 ud.
  - Dotacional Equipamiento público ..... 78.014  $\text{m}^2$
  - Zonas Verdes Locales y Generales ..... 472.328  $\text{m}^2$
  - Viario Local y General ..... 52.000  $\text{m}^2$

### 7.3.2.- Dotaciones unitarias y vertidos de aguas fecales

Para el cálculo del caudal se han considerado los siguientes datos, siguiendo las “Normas para el Abastecimiento del Agua” vigentes en el Canal de Isabel II:

Viviendas unifamiliares ( $S_p \leq 200 \text{ m}^2$ )

- Dotación por vivienda y día ..... 1,20  $\text{m}^3$
- Coeficiente de reversión ..... 0,8

$Q_m$ (caudal medio):

$$Q_m = \frac{D \times 1000}{24 \times 3600} = \frac{1200}{86400} = 0.0139 \text{ l/s/viv.} \quad \times 0,8 = 0,0111 \text{ l/sg/viv.}$$

$Q_p$ (caudal punta) para dimensionamiento (el menor de los resultados):

$$Q_p = 1,8 \times (Q_m + (Q_m)^{1/2}) = 0.237 \text{ l/s/viv.} \leq 3 \times Q_m$$

Luego  $Q_p = 3 \times 0,0111 = 0,0333 \text{ l/sg/viv}$

Viviendas multifamiliares de tamaño  $S_v \leq 120 \text{ m}^2$ .

- Dotación (D) ..... 0,90  $\text{m}^3/\text{viv/día}$

- Coeficiente de reversión.....0,8

Qm(caudal medio):

$$Q_m = \frac{D \times 1000}{24 \times 3600} = \frac{900}{86400} = 0.0104 \text{ l/s/viv.} \quad \times 0,8 = 0,0083 \text{ l/sg/viv}$$

Qp(caudal punta) para dimensionamiento (el menor de los resultados):

$$Q_p = 1,8 \times (Q_m + (Q_m)^{1/2}) = 0.202 \text{ l/s/viv.} \leq 3 \times Q_m$$

Luego Qp= 3 x 0,0083= 0,0249 l/s/viv

Dotacional- Equipamiento público.

- Dotación (D).....8,64 l/m<sup>2</sup>/día

- Coeficiente de reversión.....0,8

Qm(caudal medio):

$$Q_m = \frac{D}{24 \times 3600} = \frac{8,64}{86400} = 0.0001 \text{ l/s/m}^2. \quad \times 0,8 = 0,00008 \text{ l/sg/m}^2$$

Qp(caudal punta) para dimensionamiento (el menor de los resultados):

$$Q_p = 1,8 \times (Q_m + (Q_m)^{1/2}) = 0.0182 \text{ l/s/m}^2. \leq 3 \times Q_m$$

Luego Qp= 3 x 0,00008 = 0,00024 l/sg/m<sup>2</sup>

Operando cada dotación con su zona correspondiente se obtienen los siguientes consumos:

Zona de viviendas unifamiliares  $S_p \leq 200 \text{ m}^2$

- Vertido consumo medio (654 x 0,0111).....	7,259 l/s
- Vertido consumo punta (654 x 0,0333).....	21,777 l/s

Zona de viviendas Multifamiliares  $S_p > 120 \text{ m}^2$

- Vertido consumo medio (643 x 0,0083).....	5,336 l/s
- Vertido consumo punta (643 x 0,0249).....	16,008 l/s

Zona Dotacional – 78.014 m<sup>2</sup>

- Vertido Consumo medio (78014 x 0,00008) =	6,241 l/s
- Vertido consumo punta ( 78014 x 0,00024) =	18,723 l/s

Como suma de los anteriores se obtienen los siguientes caudales totales de vertido de aguas fecales del Sector:

Vertido total del Sector

- Vertido consumo medio Unifamiliar .....	7,259 l/s
- Vertido consumo medio Multifamiliar .....	5,336 l/s
- Vertido consumo medio Dotacional .....	6,241 l/s
	-----
	18,836 l/s
- Vertido consumo punta Unifamiliar .....	21,777 l/s
- Vertido consumo punta Multifamiliar .....	16,008 l/s
- Vertido consumo punta Dotacional .....	18,723 l/s
	-----
	56,508 l/s

A esto además hay que añadir el caudal recogido del sector que linda al norte, en los puntos de conexión indicados por el Ayuntamiento.

El caudal estimado total en punta, de fecales más pluviales, ya que el sector recogido tiene una red unitaria, es de 2.280 m<sup>3</sup>/h (633,33 l/sg).

### **7.3.3.- Dotaciones unitarias y vertidos de aguas pluviales**

#### **CAUDALES DE AGUAS PLUVIALES**

Para el cálculo de las aguas pluviales aportadas se aplicará el método racional hidrométrico mediante la fórmula:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3600}$$

Donde:

Q = Caudal máximo previsible en la sección de desagüe de estudio en l/seg.

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de lluvia máxima previsible para un periodo de retorno dado en mm/h (corresponde a una precipitación de duración igual al tiempo de concentración)

A = Superficie de la cuenca en m<sup>2</sup>.

Para el cálculo de la intensidad de lluvia se utiliza la publicación “Máximas llluvias en la España peninsular”, edición 2001, de la Dirección General de Carretera, donde el valor medio de la máxima precipitación diaria anual en la zona de Villanueva de la Cañada es de 41 mm/día, mientras que el coeficiente de variación asciende a 0,344.

Se adopta un periodo de retorno de 25 años, como corresponde a un colector principal, según la publicación “Saneamiento y Alcantarillado. Vertidos Residuales” de D. Aurelio Hernández Muñoz.

El valor de la precipitación máxima diaria obtenida tras aplicar un cuantil regional (Yt), deducido de la ley SORT-ET, para un periodo de retorno de 25 años, es de 70,397 mm/día.



$$Pd = 41 \times 1,717 = 70,397 \text{ mm/día.}$$

$$\text{De esta manera } Id = Pd/24 = 70,397/24 = 2,933 \text{ mm/h.}$$

Los datos manejados se refieren a lluvias diarias, el paso de éstas a la intensidad de aguacero se realiza mediante la fórmula de la Instrucción de Carreteras 54.2 “Drenaje superficial”.

$$\frac{I}{I_d} = \left[ \frac{I_1}{I_d} \right] \frac{28^{0,1} - D^{0,1}}{28^{0,1} - 1}$$

Donde:

$I_t$  = Intensidad para un tiempo  $t$  de aguacero considerado en mm/h.

$I_d$  = Intensidad media diaria de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado en mm/h. Es igual a  $Pd/24$ .

$P_d$  = Precipitación total diaria en mm/d, correspondiente a dicho periodo de retorno tomada de la publicación “Máximas lluvias diarias en la España peninsular”.

$I_1$  = Intensidad horaria de precipitación correspondiente a dicho periodo de retorno. El valor de la razón  $I_1/I_d$  se podrá tomar de la figura 2.2. de la instrucción.

$T$  = Duración del aguacero en horas. Es igual al tiempo de concentración.

Hemos calculado un tiempo de concentración único para todo el Sector según la expresión:

$$t_c = t_e + t_r$$

Donde:

$t_c$  = Tiempo de concentración.

$t_e$  = Tiempo de escurrimiento

$t_r$  = Tiempo recorrido.

Para el valor del tiempo de escurrimiento adoptamos un valor de 3 minutos, según la publicación “Saneamiento y Alcantarillado. Vertidos Residuales” de D. Aurelio Hernández Muñoz, correspondiente a zona urbana.

En cuanto al tiempo de recorrido, para su cálculo adoptamos como velocidad media del agua en el colector 2,0 m/seg y una longitud de recorrido de 2000 m, con lo que resulta un tiempo total de concentración de:

$$T_c = 3 + \frac{2000}{2 \times 60} = 19,67 \text{ min.} = 0,3 \text{ h.}$$

Aplicando la fórmula de la Instrucción de carreteras, considerando una relación I/l/d aproximada de 10 (interpolación en la figura 2.2. para Villanueva de la Cañada)

$$P_d^* = \left[ 1 - \frac{\log S}{15} \right] X_t, \text{ para } S \geq 1 \text{ km}^2$$

Valor que coincide con el adoptado por la normativa del Ayuntamiento de Madrid, que establece que no se aceptarán cálculos considerando intensidades inferiores a 160 l/s ha, por lo que se adopta 160 l/s ha, como valor de intensidad de lluvia. Así:

$$I_t = 160 \text{ l/s.Ha} = 57,6 \text{ mm/h}$$

Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular

C <sub>v</sub>	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	<b>1.717</b>	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

Tabla 7.1- Cuantiles  $Y_t$  de la Ley SQRT-ET max, también denominados Factores de Amplificación  $K_T$ , en el “Mapa para el Cálculo de Máximas Precipitaciones Diarias en la España Peninsular” (1997).

Para el cálculo de pluviales se ha aplicado, para conocer las precipitaciones, el método racional con la formula:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

Donde:

- Q= Caudal máximo previsible en la sección de desagüe en estudio, en m<sup>3</sup>/s
- C= Coeficiente de escorrentía
- I= Intensidad de lluvia máxima previsible para un periodo de retorno dado, en mm/h(correspondiente a una precipitación de duración igual al tiempo de concentración).
- A= Superficie de la cuenca en Ha.

Adoptando los siguientes valores:

Reparto de zonas no ocupadas por la edificación:

	Residencial	Comercial	Equipamiento
Áreas soladas	25 %	75 %	25 %
Jardines públicos	----		15%
Jardines privados	50 %	25%	----
Zonas terrizas	25 %		60%

Coeficientes de escorrentía:

Zonas peatonales, viario: 0,90

Zona verde : 0,20

Parcelas unifamiliares: 0,40

Parcela multifamiliares: 0,85

Periodo de retorno: 25 años

Precipitación máxima horaria: 57,60mm/h = 160 l/sg/ha

Para calcular la lluvia de diseño, se han tenido en cuenta las intensidades de lluvia que pueden producirse en la zona en función de su climatología, con el mapa de líneas isoyetas, se ha adoptado el caudal producido por un aguacero de 20 minutos de duración y un periodo de retorno de 25 años, lo que supone una intensidad de lluvia de 160 l/sg/ha = 57,60 mm/h.

Resultando, expresado en l/s y la superficie en m<sup>2</sup>:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360} = \frac{48,96}{360} \times \frac{10^3}{10^4} \times C \times A = 0,014 \times C \times A$$

Operando cada dotación con su zona correspondiente se obtiene el caudal total de vertidos = 4,790 l/sg

Por HIDROCONSULT INGENIEROS, S.L.P.



Fdo.: David García Corchero  
Ingeniero de Caminos  
Col: 21.170