DOCUMENTO II. MEMORIA JUSTIFICATIVA.
ANEXO II. ESTUDIO HIDROLÓGICO-HIDRAULICO

PLAN DE ORDENACIÓN MUNICIPAL DE SESEÑA

Seseña (Toledo)

AUTOR DEL ENCARGO:

EXCMO. AYUNTAMIENTO DE SESEÑA

JUNIO 2018

INDICE GENERAL

ANEXO II. ESTUDIO HIDROLÓGICO-HIDRAÚLICO 3

1. Riesgo de inundación. Estudio Hidrológico 3

1.1. Identificación de cauces con mayor acumulación de drenaje 3

1.2. Estudio hidrológico-hidráulico y determinación de caudales de Avenida 4

Anexos 31

Anexo I.- Estudio Hidrológico-Hidraúlico. Fuente Seseña 31

Anexo II.- Estudio hidrológico-Hidráulico Arroyo de Vallegrande 32

ANEXO II. ESTUDIO HIDROLÓGICO-HIDRAÚLICO

1. Riesgo de inundación. Estudio Hidrológico

La incidencia de las inundaciones se debe de tener en cuenta de manera muy especial en todas las políticas asociadas con la gestión del agua, la ordenación del territorio, la conservación del medio ambiente y el desarrollo económico sostenible. La cartografía de riesgo de inundación se elaboró en tres fases:

1.- Identificación de cauces con mayor acumulación de drenaje.

2.- Estudio hidrológico y determinación de caudales de avenida.

3.- Estudio hidráulico.

1.1. Identificación de cauces con mayor acumulación de drenaje

Como primer paso para la identificación de cauces con mayor acumulación de drenaje se realizó el cálculo de la **conectividad hídrica** del área de estudio (concentración de drenaje). El cálculo de esta conectividad se basa en vectores que relacionan diferentes puntos del territorio (a manera de 'arcos', en la terminología de la teoría de grafos), basándose en la divergencia-convergencia de los flujos hídricos.

El método parte de un Modelo Digital del Terreno (MDT), con una resolución espacial de 5 m, obtenido a partir de la tecnología LIDAR de teledetección (Light Detection And Ranging-Instituto Geográfico Nacional, 2010). El modelo hidrológico considera el efecto de la topografía sobre el drenaje utilizando herramientas de análisis espacial (ArcGis 10.1). El procedimiento de cálculo, basado en un formato grid, utiliza el parámetro *Topographic Ratio* (TR) en un proceso iterativo (es decir, aplicando la función repetidamente y usando la salida de una iteración como la entrada a la siguiente), que estima el grado de convergencia o divergencia hídrica de cada unidad espacial o celda de 10 x 10 m considerando el conjunto de celdas adyacentes localizadas en posiciones topográficas superiores a las de las unidades cuyo drenaje se calcula.

El TR se calculó a partir de la ecuación:

$$TR = \ln A/b \text{ sen } \theta$$

Siendo, a la superficie de drenaje aguas arriba de una determinada celda (es decir, área de aporte hídrico hacia una celda), b es la longitud de la celda y θ es el ángulo de la pendiente (Dietrich[1] and Montgomery, 1998).

Este índice estima la cantidad de agua que puede acumularse en una unidad espacial determinada y destaca el efecto de la convergencia de flujo hídrico en zonas con pendientes poco acusadas Mapa de convergencia/divergencia hídrica.

Los resultados obtenidos a partir del *Topographic Ratio* indican que sólo el eje Jarama/Tajo, en el sur del término municipal, puede considerarse con riesgo de avenida. El término municipal de Seseña se estructura en dos unidades geomorfológicas claramente diferenciadas: los llanos y cuestas margo yesíferos, al Oeste del término, y las vegas del sistema Jarama-Tajo, en el extremo Este. La unidad de los llanos y cuestas margo yesíferos, en la que se ubican los núcleos de población, es un área de bajo riesgo de inundación debido a su posición topográfica y a la configuración fisiográfica y el modelado de esta unidad. Por el contrario, las vegas del eje Jarama-Tajo constituyen un valle aluvial con cierto riesgo de inundación. Estas se articulan a lo largo del de los ríos Jarama y Tajo. Este eje hidráulicamente puede dividirse en dos tramos, el tramo alto, con caudales procedentes del Jarama, y el tramo inferior, tras la confluencia Jarama-Tajo, con caudales procedentes de ambos ríos. Este eje es el único contemplado dentro del programa CAUMAX para el cálculo de caudales máximos de avenida en el Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables (CAUMAX-Ministerio de Fomento-Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2011a[2]).

---

[1] Dietrich, W. E., & Montgomery, D. (1998). Shalstab: A digital terrain model for mapping shallow landslide potential.Washington: National Council of the paper industry for air and stream improvement. Technical Report, 26 pp.

[2] Ministerio de Fomento-Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2011a. CAUMAX.

El resto de cauces de la red hidrológica del término carecen de una cuenca vertiente de suficiente entidad como para generar riesgo de avenida. A pesar de ello, de manera preventiva por su proximidad a zonas edificadas o edificables, se realiza una cartografía de inundación del Arroyo de la Fuente de Seseña y se incluyen 100 m de zona de protección en el caso del ramal del arroyo del Valle Grande que se interna en el Suelo Urbanizable del Sector So AE-1 (SAU 32).

1.2. Estudio hidrológico-hidráulico y determinación de caudales de Avenida

a) EJE JARAMA-TAJO

Los caudales de avenida (m3/s) obtenidos para el eje Jarama-Tajo en los dos tramos en el área de estudio son los siguientes:

Periodo de retorno	Tramo	
	Jarama	Tajo
Q 2	322 m3/s	437 m3/s
Q 5	586 m3/s	784 m3/s
Q 10	797 m3/s	1070 m3/s
Q 25	1097 m3/s	1519 m3/s
Q 100	1635 m3/s	2416 m3/s
Q 500	2433 m3/s	3933 m3/s

En cumplimiento de la legislación vigente y para mantener la funcionalidad y la dinámica hidráulica de la llanura de inundación y su ecosistema asociado (bosques inundables y de ribera), las zonas que pudieran quedar afectadas dentro de la inundación de retorno de 100 (zona aproximada de flujo preferente) y 500 años deberán ser calificadas con un uso compatible con la previsible inundación.

Estudio Hidráulico y determinación de los caudales de avenida: cartografía de las láminas de agua y velocidades para las inundaciones de 10, 25, 100 y 500 años de retorno. Vía de Intenso desagüe (VID) y Zona de Flujo Preferente (ZFP)

Para la modelización hidráulica se utilizó la herramienta HEC-RAS 4.1.0 de enero de 2010. (Hydrologic Engineering Center-River Analysis System) del USACE. Siguiendo el criterio del Sistema Nacional de Cartografía de zonas inundables (Ministerio de Medio Ambiente y medio Rural y Marino, 2011b[3]) la información topográfica se obtuvo a partir de LIDAR (Light Detection And Ranging-Instituto Geográfo Nacional, 2010).

El cálculo de los niveles de avenida en un cauce real de geometría compleja, obliga a la utilización de modelos numéricos capaces de representar adecuadamente la hidráulica fluvial.

El flujo de agua se puede clasificar desde el punto de vista temporal, en permanente o no permanente. Si el calado y la profundidad no varían con el tiempo, se considera que el régimen es permanente.

La situación real más frecuente es la de régimen no permanente, pero en una situación de inundación los parámetros de calado y profundidad varían lentamente. Ello permite que la asunción de este tipo de flujo no sea del todo mala, sobre todo cuando se producen efectos de inundación y almacenamiento.

[3] Ministerio de Fomento-Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2011b. Guía metodológica para el desarrollo del Sistema Nacional de Cartogragía de zonas inundables.

Desde el punto de vista espacial, es decir, como varíe el régimen a lo largo del cauce, se clasifica en gradualmente variado o rápidamente variado. La mayoría de las situaciones se modelan con la situación de régimen gradualmente variado. La situación en cauces de pequeñas presas, cambios de pendiente bruscos, estrechamientos bruscos del cauce, etc. pueden provocar situaciones de cambio de régimen repentinos con resaltos. Estas situaciones, corresponderían a un modelo de régimen rápidamente variado, sin embargo, aguas abajo de estos puntos se recupera un régimen gradualmente variado.

El régimen permanente y gradualmente variado es utilizado por la mayoría de los programas de cálculo de ríos. Para poder utilizar este modelo se deben cumplir una serie de condiciones:

- El caudal punta no debe estar afectado por almacenamiento en el sistema fluvial, o el almacenamiento debe haber sido estudiado previamente en un modelo hidrológico aparte.
- El caudal y el calado punta se presentan de forma simultánea a lo largo de todo río, es decir, aunque en la realidad el caudal punta se alcance durante un período limitado de tiempo en un tramo del río. En general da lugar a resultados conservadores.

Las hipótesis básicas del modelo son:

- Régimen permanente: Los valores de las variables hidráulicas en cada sección no dependen del tiempo.
- Régimen gradualmente variado: Los valores de las variables hidráulicas varían de una sección a otra, si bien, al no existir cambios bruscos de las características hidráulicas, se supone que la distribución de presiones es hidrostática.
- Flujo unidimensional en sentido longitudinal: No se consideran componentes de la velocidad en dirección transversal ni vertical. La altura de la línea de energía es igual en todos los puntos de la sección.
- Pendiente moderada del cauce, menor del 10% aproximadamente, debido a que la altura de presión se supone equivalente a la cota del agua medida verticalmente.
- Régimen único y fijo en cada tramo estudiado: Se supone que el régimen es lento (número de Froude menor que uno) o rápido (número de Froude mayor que 1), pero no se admite el cambio de régimen en el mismo tramo.

El procedimiento de cálculo que utiliza el modelo matemático creado por HEC-RAS se basa en la resolución de la ecuación de la conservación de la energía o de la ecuación de la variación de la cantidad de movimiento mediante un proceso iterativo, que exponemos a continuación:

La ecuación de la conservación de la energía expresada en términos de energía por unidad de peso para el flujo que atraviesa dos secciones genéricas A1 y A2 tiene la siguiente expresión:

$$\int_{A_1}\left[\left(Z_1+\frac{p_1}{\gamma}\right)+\frac{v_1^2}{2\cdot g}\right]=\int_{A_2}\left[\left(Z_2+\frac{p_2}{\gamma}\right)+\frac{v_2^2}{2\cdot g}\right]+h_e$$

siendo he las pérdidas de energía por unidad de peso entre las dos secciones consideradas, que presenta dos componentes, por un lado la componente de fricción por pérdidas de carga continuas en el cauce y, por otro, las pérdidas de variación de la geometría de la sección (pérdidas de carga locales).

Al estar considerando un movimiento lentamente variado y la pendiente de lecho pequeña entonces:

$$\frac{p}{\gamma}=y\rightarrow z+y=cte$$

con lo que queda la ecuación de Bernouilli:

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \cdot \frac{v_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \cdot \frac{v_2^2}{2 \cdot g}$$

siendo:

z = cota del lecho en la sección considerada

y = calado en la sección considerada

v = velocidad media del flujo en la sección considerada

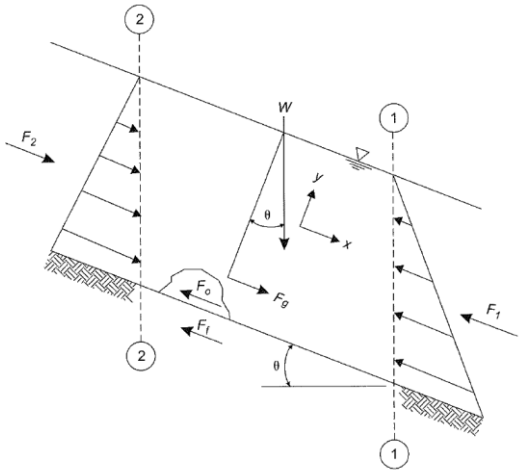
α= coeficiente de Coriolis en la sección considerada

h_e= pérdida de energía

Por otra parte, la segunda ley de Newton establece que la variación de la cantidad de movimiento por unidad de tiempo es igual a la resultante de las fuerzas exteriores que actúan sobre el elemento considerado:

$$\sum F_{ext} = F_{res} = m \cdot \frac{dv}{dt}$$

Se considera un elemento de flujo (volumen de control) limitado por secciones en las que el movimiento es lentamente variado y por tanto, en ellas, la ley de presiones es hidrostática. Debe destacarse que esta consideración (movimiento lentamente variado) se hace exclusivamente respecto a las secciones que limitan al volumen de control, lo que no implica que en su interior el movimiento sea lentamente variado:



Para aplicar la ecuación al volumen de control considerado:

- Cantidad de movimiento transferida a través de la sección 1 en la unidad de tiempo,

$$\beta_1 \cdot (\rho \cdot v_1 \cdot A_1) \cdot v_1 = \beta_1 \cdot \rho \cdot Q \cdot v_1$$

- Cantidad de movimiento transferida a través de la sección 2 en la unidad de tiempo,

$$\beta_2 \cdot (\rho \cdot v_2 \cdot A_2) \cdot v_2 = \beta_2 \cdot \rho \cdot Q \cdot v_2$$

Siendo, β el coeficiente de Boussinesq, ρ la densidad, A la superficie mojada y la v la velocidad media en la sección considerada.

La variación de la cantidad de movimiento por unidad de tiempo entre las secciones 1 y 2 será,

$$\rho \cdot Q \cdot (\beta_2 \cdot v_2 - \beta_1 \cdot v_1) \qquad [1]$$

Como fuerzas exteriores actúan,

$$F_r = \gamma \cdot (z_2 \cdot A_2 - z_1 \cdot A_1) + W \cdot sen\theta - F_f - F_0$$

$$F_r = F_2 - F_1 + W \cdot sen\theta - F_f - F_0 \qquad [2]$$

Siendo:

F1, F2 = fuerzas hidrostáticas en las secciones de control

$W \cdot sen\theta$ = componente en la dirección del flujo del peso del agua

Ff = fuerza de rozamiento entre agua y cauce

Fo= fuerza debido a obstáculos en el cauce

Igualando los términos [1] y [2] se obtiene la ecuación que evalúa la variación de la cantidad de movimiento.

La aplicación de la ecuación de la conservación de la energía a diferencia de la anterior exige conocer la energía interna disipada por el volumen de control considerado, incluyendo tanto las pérdidas de carga continuas, consecuencia de la fricción con el cauce, como las locales. Por ello resulta especialmente útil la ecuación de la variación de la c.d.m. para cuando el movimiento del flujo es rápidamente variado.

HEC-RAS procede a calcular el perfil de la lámina de agua a lo largo del cauce, en régimen permanente a través del método del “paso estándar” o “paso a paso” mediante la ecuación de la conservación de la energía cuando el flujo es gradualmente variado y mediante la ecuación de la variación de la c.d.m cuando el régimen es rápidamente variado.

Cabe citar que para régimen permanente se puede realizar tres tipos de análisis según sea régimen lento, rápido o mixto. En función del elegido se introducen las condiciones de contorno necesarias. Posteriormente HEC-RAS resolverá mediante el método del “paso estándar” o “paso a paso” el cálculo del perfil a lo largo del cauce.

Para la determinación del número de mannig o coeficiente de rugosidad se va a utilizar el artículo titulado “Guía para la selección de los coeficientes de rugosidad de manning para ríos y llanuras de inundación” (Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains), publicado por el United States Geological Survey Water-G.J. Arcement, Jr. and V.R. Schneider, USGS.

El USGS plantea la determinación de un valor de rugosidad a partir de un número base añadiendo valores de rugosidad en función del origen de dicho incremento de rugosidad. Los parámetros que pueden ser origen de aumento en la rugosidad son las variaciones en la sección transversal, las irregularidades en el cauce, las obstrucciones, la vegetación y la existencia de meandros.

Los valores de rugosidad definidos según esta metodología están limitados a estudios unidimensionales de ríos o canales de flujo en lámina libre. Los valores están determinados para su uso en la ecuación de energía como la aplicada en el cálculo 1D.

La metodología propuesta por el USGS se basa en la formulación definida por Cowan (1956):

$$n = (nb + n1 + n2 + n3 + n4) \cdot m$$

donde:

nb = Valor base de Manning para un caucel uniforme, rectilíneo, suave y de materiales naturales.

n1 = factor de corrección por efecto de las irregularidades en la superficie.

n2 = factor de corrección por efecto de las variaciones en la forma y tamaño de las secciones transversales.

n3 = factor de corrección por efecto de las obstrucciones.

n4 = factor de corrección por efecto de la vegetación y las condiciones de flujo.

m= factor de corrección por efecto de la sinuosidad del río.

La definición de cada una de las condiciones que intervienen en la determinación de la rugosidad se describe de forma detallada en la publicación "Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains". United States Geological Survey Water-G.J. Arcement, Jr. and V.R. Schneider, USGS.

			CAUCE PRINCIPAL		LLANURA INUNDACION	
		Condiciones	Valor		Valor	
n b	Basico	Arenas	0.017	0.026	0.017	0.026
		Hormigon	0.012	0.018	0.012	0.018
		Firme tierra	0.025	0.032	0.025	0.032
		Grava	0.028	0.035	0.028	0.035
		Cantos	0.030	0.050	0.030	0.050
n 1	Irregularidades	Suave	0.000		0.000	
		Menor	0.001	0.005	0.001	0.005
		Moderadas	0.006	0.010	0.006	0.010
		Severas	0.011	0.020	0.011	0.020
n 2	Variaciones en la seccion transversal	Gradual	0.000		-	-
		Alternacia ocasional	0.001	0.005	-	-
		Alternacia frecuente	0.010	0.015	-	-
n 3	Efecto de obstruccion	Despreciable (<5%)	0.000	0.004	0.000	0.004
		Menor (5%-15%)	0.040	0.050	0.040	0.050
		Apreciable (15%-50%)	0.020	0.030	0.020	0.030
		Severas (>50%)	0.005	0.015	-	-
n 4	Cantidad de vegetacion	Pequeña	0.002	0.010	0.002	0.010
		Media	0.010	0.025	0.010	0.025
		Grande	0.025	0.050	0.025	0.050
		Muy grande	0.050	0.100	0.050	0.100
n m	Factor de correcion por meandros	Menor	1.000		1.000	
		Apreciable	1.150		1.000	
		Severo	1.300		1.000	

Coeficientes de Manning base según USGS

El modelo en HEC RAS requiere disponer del sistema que forma el río, mediante un esquema en planta que permita obtener las longitudes entre tramos que definen cada par de secciones transversales sobre el eje que forma el cauce.

Los resultados de velocidad y nivel del modelo hidráulico se integran en el modelo digital del terreno para definir las manchas o llanuras de inundación.

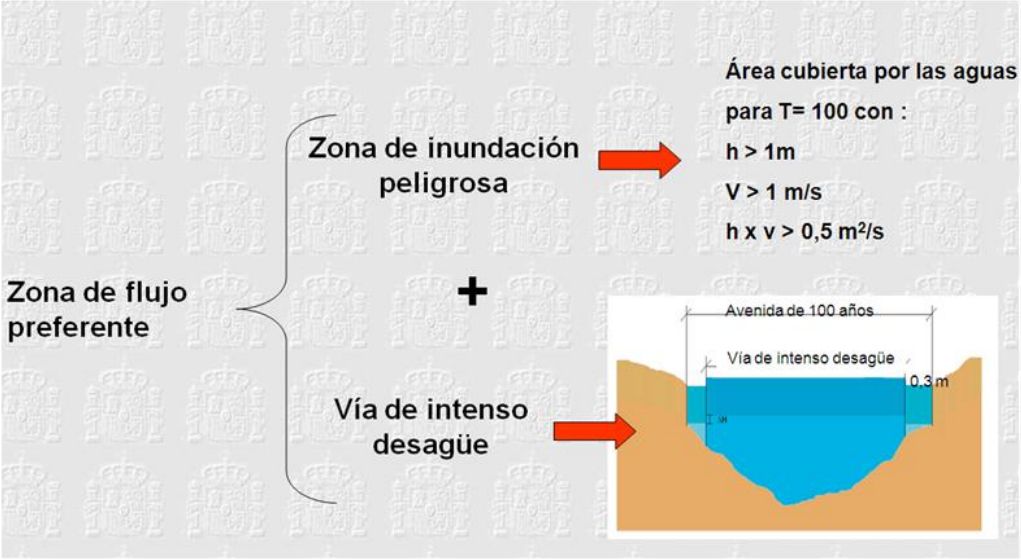
En los mapas de riesgo de inundación se muestran las láminas de agua obtenidas para los periodos de retorno 10, 25, 100 y 500 años y las velocidades de flujo obtenidas para los retornos de 100 y 500 años. Asimismo se muestran la Vía de Intenso Desagüe (VID) y la Zona de Flujo Preferente (ZFP), definidas por el Real Decreto 238/2016, de 9 de Diciembre, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de Abril. La Vía de Intenso Desagüe (VID) se define como la zona por la que pasaría la avenida de 100 años de periodo de retorno sin producir una sobreelevación mayor que 0.3 m respecto a la cota de la lámina de agua que se produciría con esa misma avenida considerando toda la llanura de inundación existente (ver esquema adjunto).

La Zona de Flujo Preferente (ZFP) es aquella zona constituida por la unión de la zona o zonas donde se concentra preferentemente el flujo durante las avenidas, o vía de intenso desagüe, y de la zona donde, para la avenida de 100 años de periodo de retorno, se puedan producir graves daños sobre las personas y los bienes, quedando delimitado su límite exterior mediante la envolvente de ambas zonas. A los efectos de la aplicación de la definición anterior, se considerará que pueden producirse graves daños sobre las personas y los bienes cuando las condiciones hidráulicas durante la avenida satisfagan uno o más de los siguientes criterios:

a) Que el calado sea superior a 1 m

b) Que la velocidad sea superior a 1 m/s

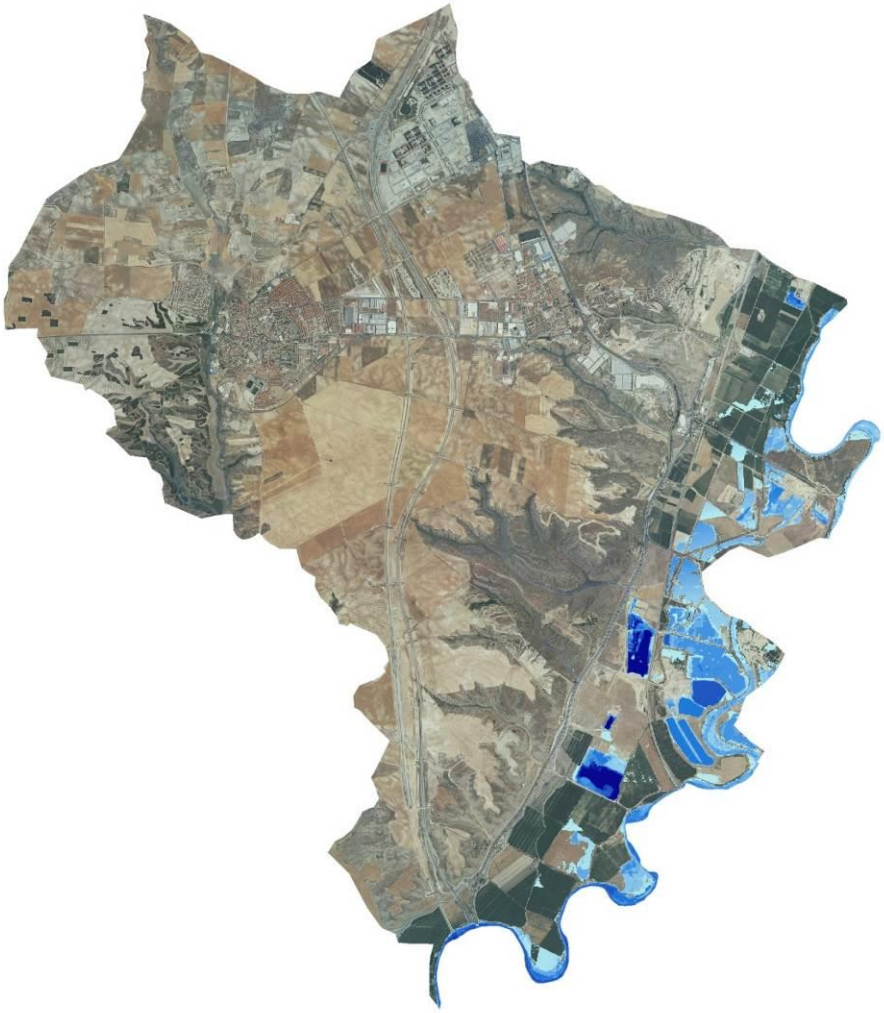
c) Que el producto de ambas variables sea superior a 0,5 m2/s



Esquema de Zona de Flujo Preferente (ZFP), vía de Intenso Desagüe (VID) y Zona de Inundación Peligrosa (ZIP). (http://www.neogeoweb.com/2013/01/Zona-de-Flujo-preferente-y-analisis.html)

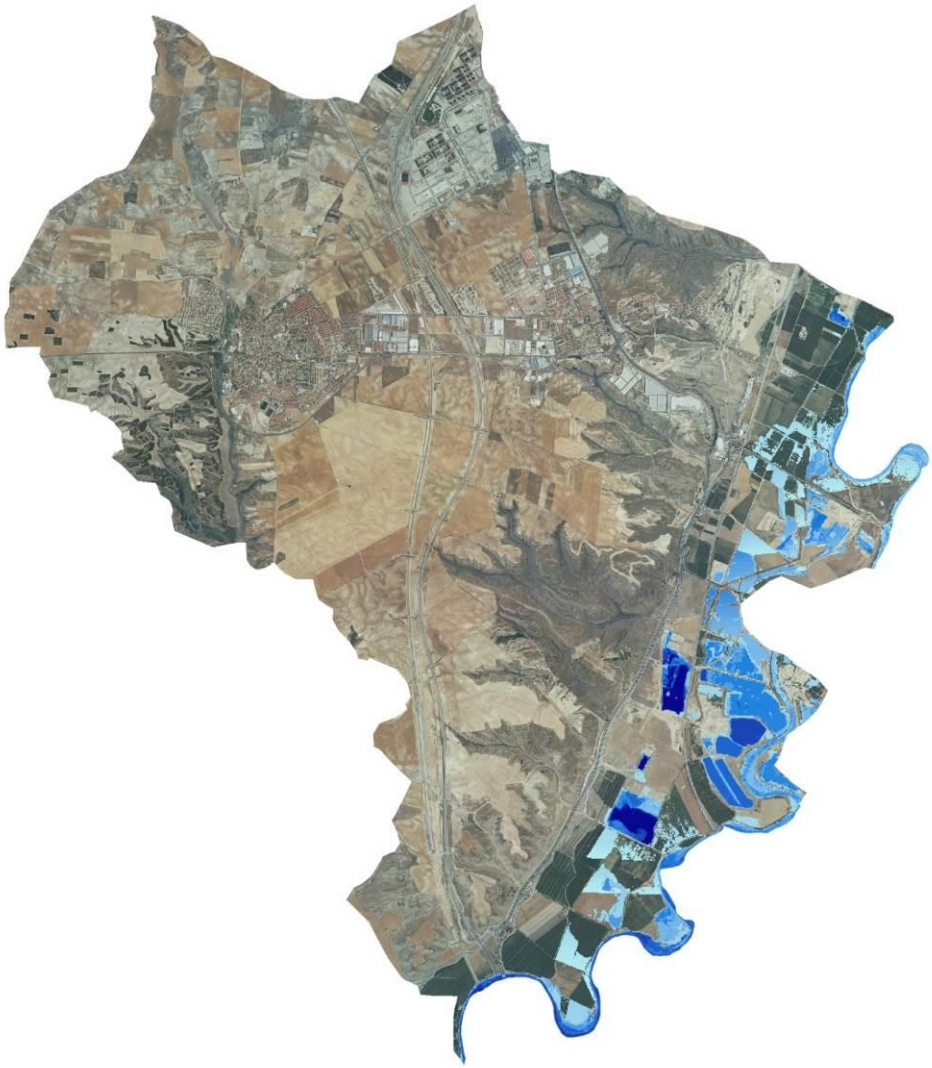
El modelo desarrollado ha permitido calcular y cartografiar en el término municipal de Seseña:

- Zona de flujo preferente (ver mapa adjunto).
- Vía de intenso desagüe (ver mapa adjunto).
- Zona de inundación peligrosa (ver mapa adjunto).



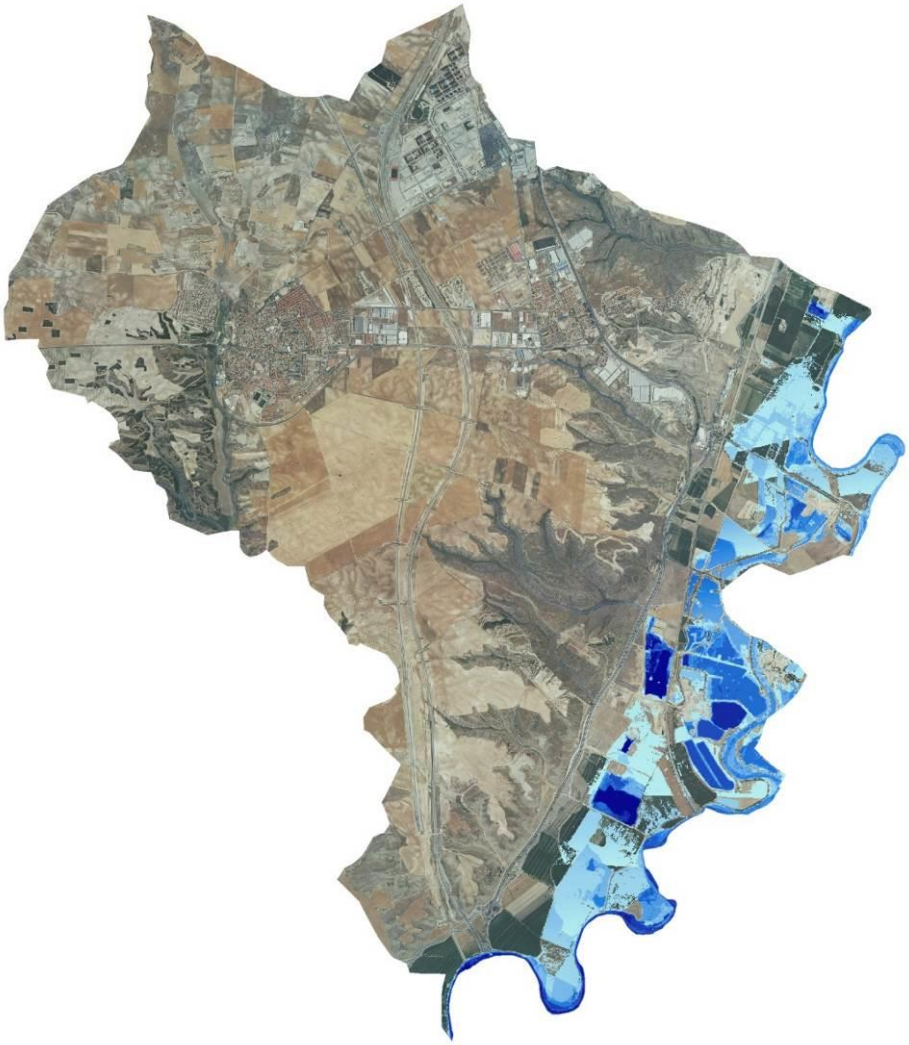
RIESGO DE INUNDACIÓN (Jarama - Tajo)
Lámina de agua Q 10 - Periodo de retorno 10 años

Mapa de Riesgo de Inundación del sistema fluvial Jarama-Tajo, en el término municipal de Seseña. Llanura de inundación del periodo de retorno correspondiente a 10 años. Elaboración propia.



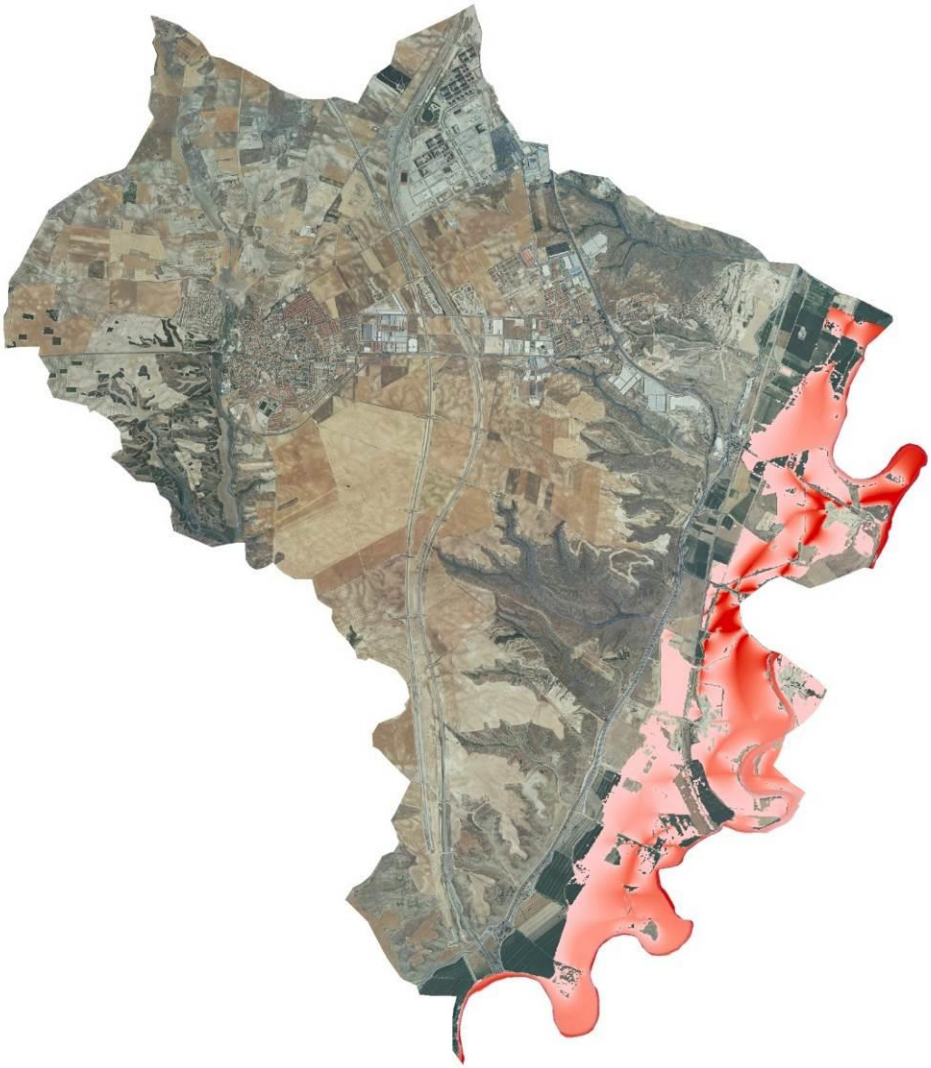
RIESGO DE INUNDACIÓN (Jarama - Tajo)
Lámina de agua Q 25 - Periodo de retorno 25 años

Mapa de Riesgo de Inundación del sistema fluvial Jarama-Tajo, en el término municipal de Seseña. Llanura de inundación del periodo de retorno correspondiente a 25 años. Elaboración propia.

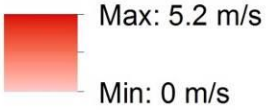


RIESGO DE INUNDACIÓN (Jarama - Tajo)
Lámina de agua Q 100 - Periodo de retorno 100 años

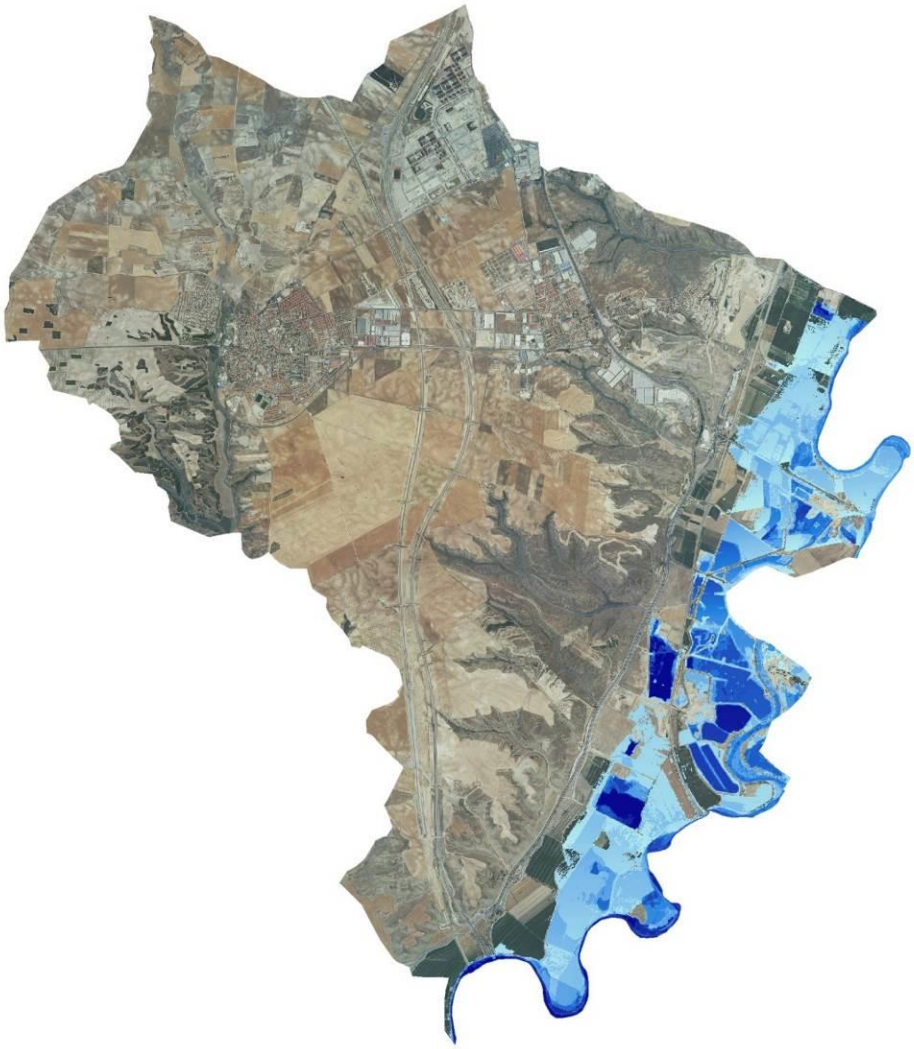
Mapa de Riesgo de Inundación del sistema fluvial Jarama-Tajo, en el término municipal de Seseña. Llanura de inundación del periodo de retorno correspondiente a 100 años. Elaboración propia.



RIESGO DE INUNDACIÓN (Jarama - Tajo)
Velocidad de flujo (m/s) Q 100 - Periodo de retorno 100 años



Mapa de Riesgo de Inundación del sistema fluvial Jarama-Tajo, en el término municipal de Seseña. Velocidad de flujo del periodo de retorno correspondiente a 100 años. Elaboración propia.



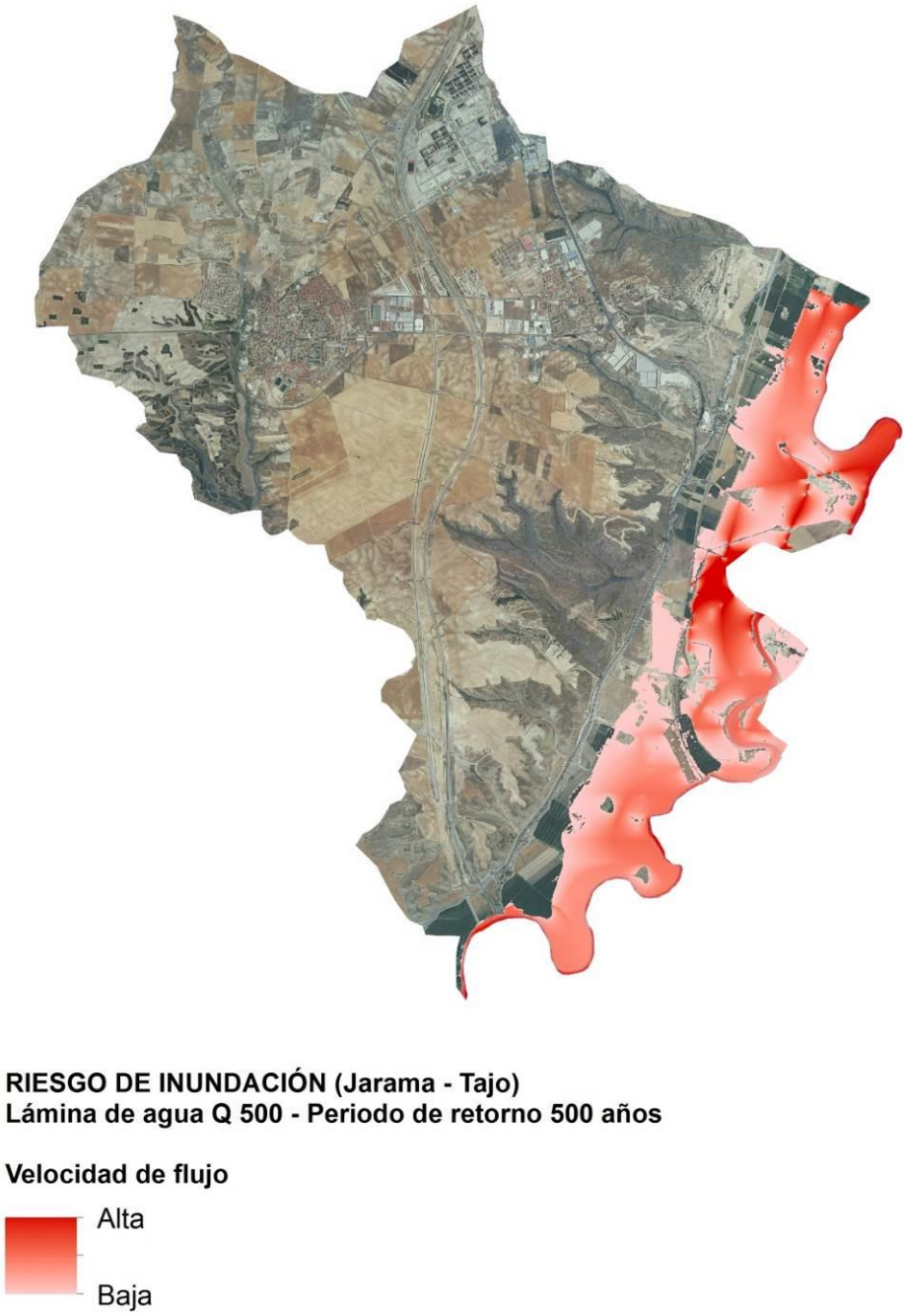
RIESGO DE INUNDACIÓN (Jarama - Tajo)
Lámina de agua Q 500 - Periodo de retorno 500 años

Mapa de Riesgo de Inundación del sistema fluvial Jarama-Tajo, en el término municipal de Seseña. Llanura de inundación del periodo de retorno correspondiente a 500 años. Elaboración propia.

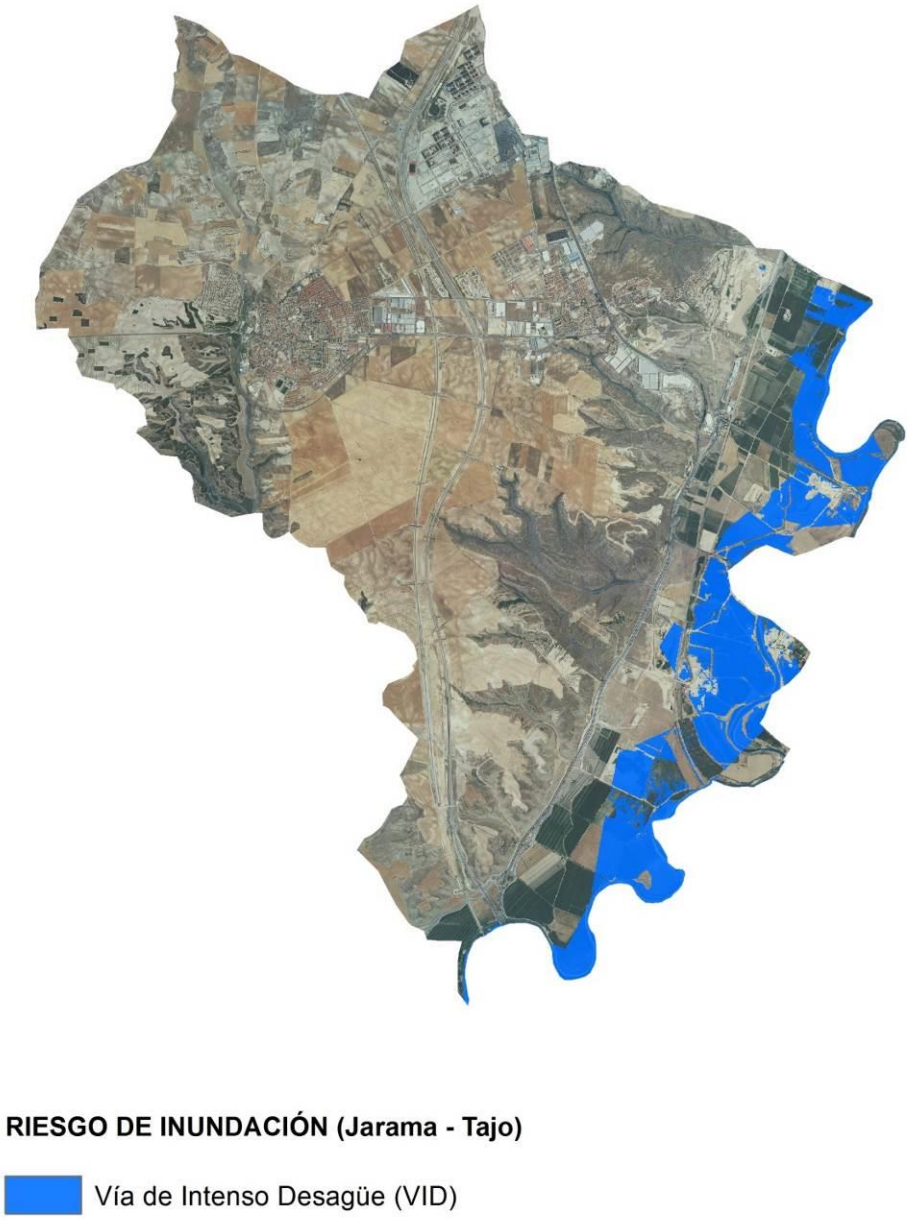
RIESGO DE INUNDACIÓN (Jarama - Tajo). Comparativa lámina de agua

- Q 10 (retorno 10 años)
- Q 25 (retorno 25 años)
- Q 100 (retorno 100 años)
- Q 500 (retorno 500 años)

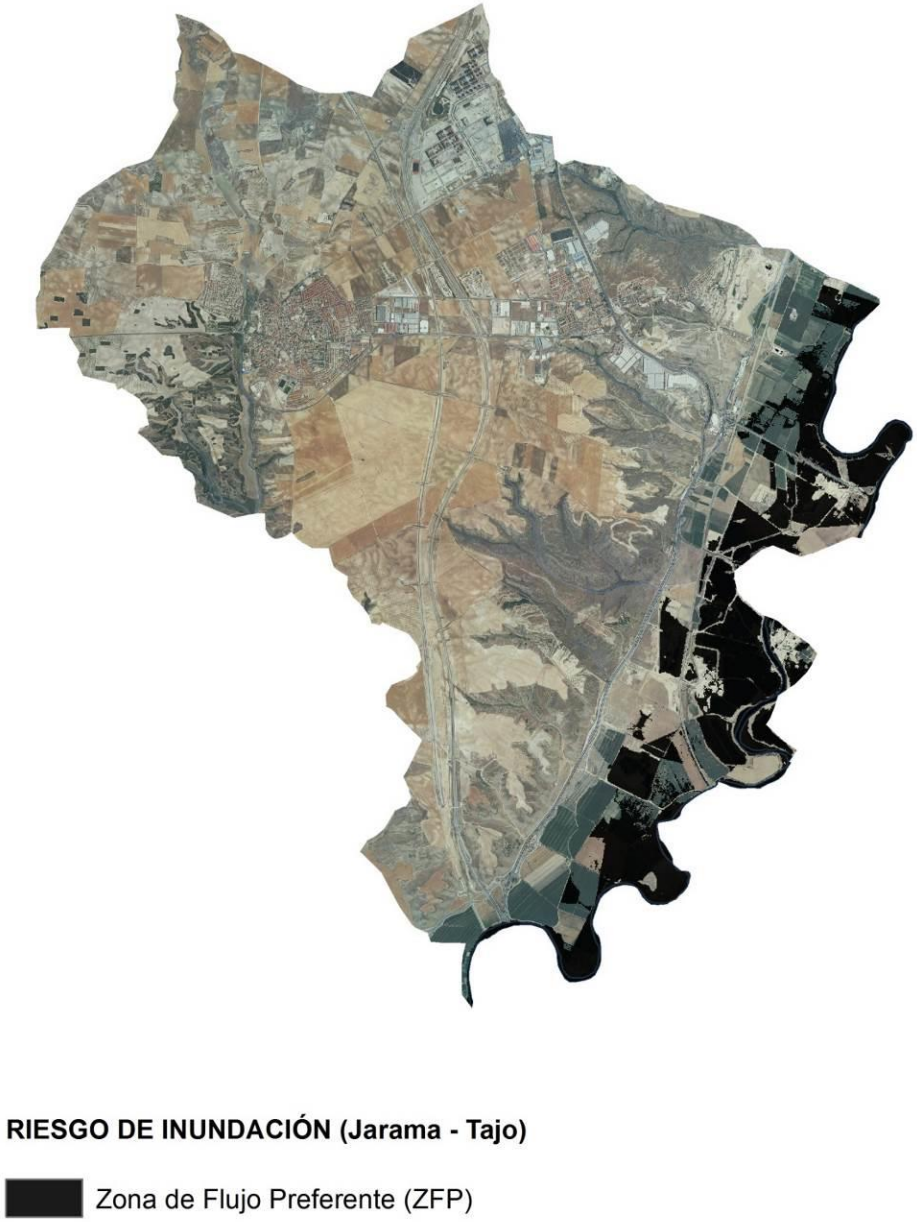
Mapa de Riesgo de Inundación del sistema fluvial Jarama-Tajo, en el término municipal de Seseña. Comparativa de las llanuras de inundación de los periodos de retorno correspondientes a 10, 50, 100 y 500 años. Elaboración propia.



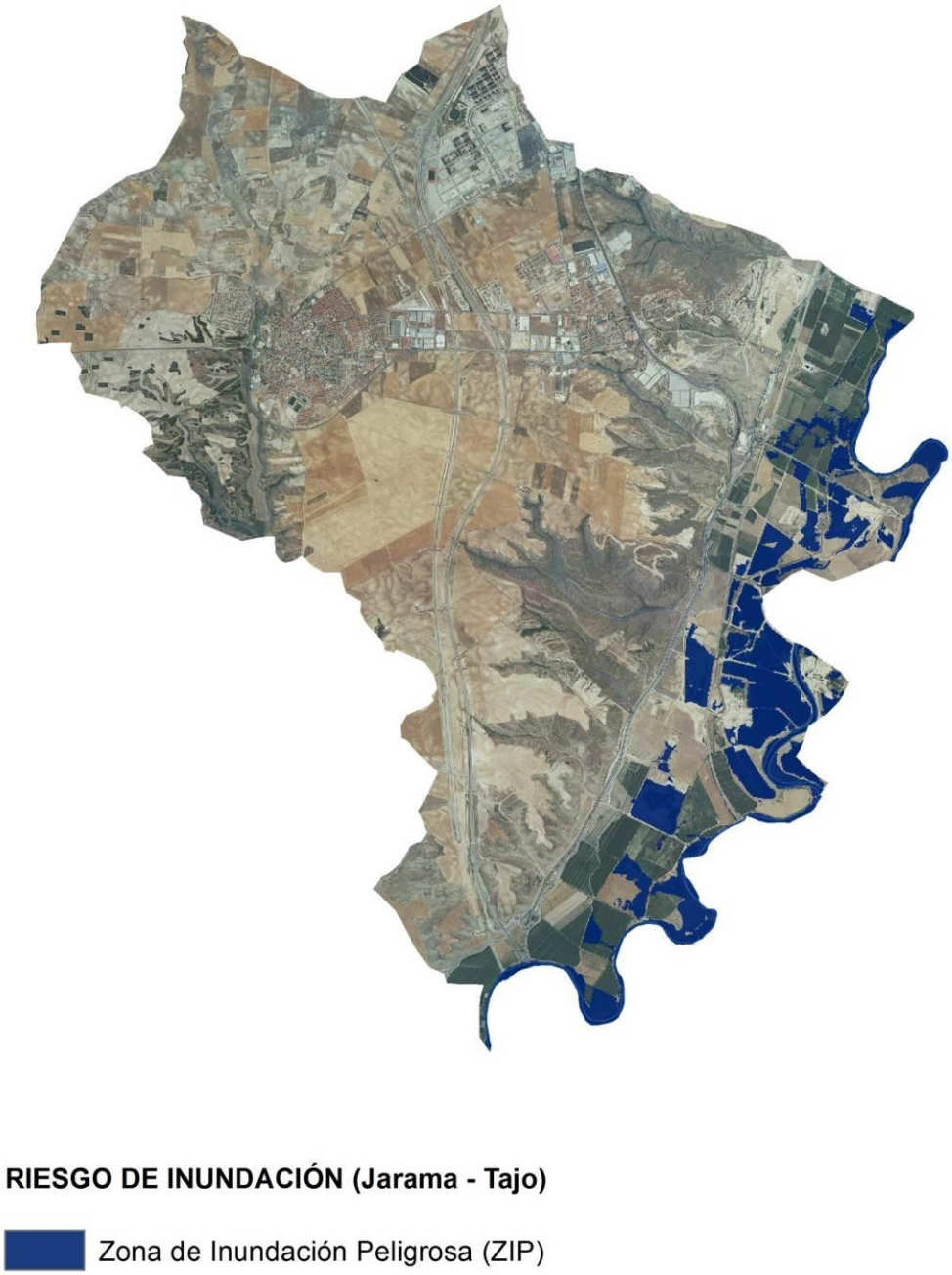
Mapa de Riesgo de Inundación del Sistema Fluvial Jarama-Tajo, en el Termino Municipal de Seseña. Velocidad de Flujo del periodo de retorno correspondiente a 500 años. Elaboración Propia



Mapa de Riesgo de Inundación del sistema fluvial Jarama-Tajo, en el término municipal de Seseña. Vía de Intenso Desagüe. Elaboración propia.



Mapa de Riesgo de Inundación del sistema fluvial Jarama-Tajo, en el término municipal de Seseña. Zona de Flujo Preferente. Elaboración propia.



Mapa de Riesgo de Inundación del sistema fluvial Jarama-Tajo, en el término municipal de Seseña. Zona de Inundación Peligrosa. Elaboración propia.

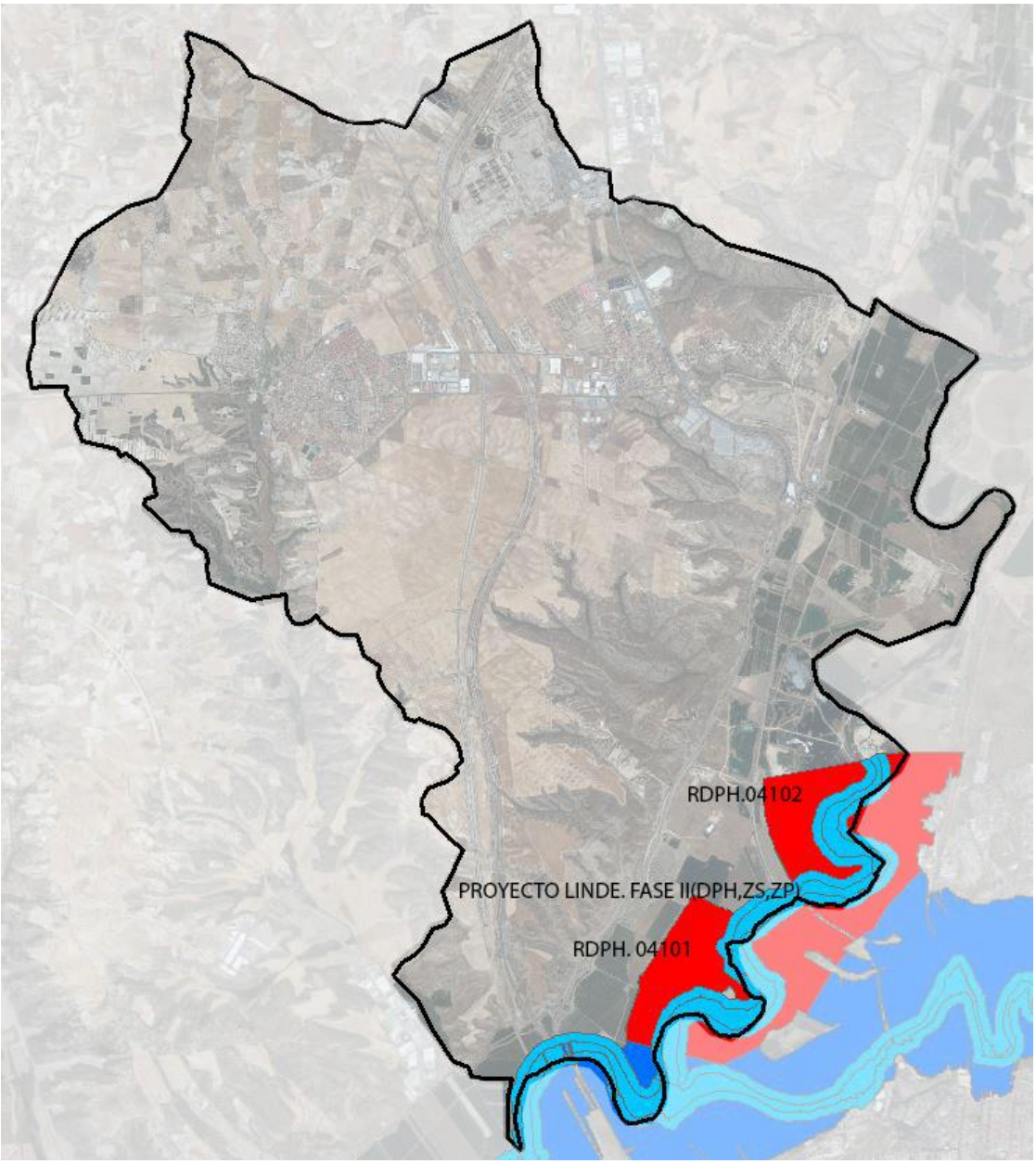
DOCUMENTACIÓN EN RELACIÓN AL RIO JARAMA-TAJO DE LA CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL TAJO.

Seseña se ve afectado en los suelos situados al este del Municipio por la zona de inundabilidad según marca el Real Decreto 238/2016, de 9 de Diciembre, del Reglamento Público Hidráulico

Seseña está afectado por el número de referencia ES030-04-01-01 Río Tajo y ES030-04-01-02 Río Jarama.

También se ha tenido en cuenta el Estudio y la Delimitación Cartográfica del Dominio Público Hidráulico en su proyecto Linde Fase II, donde Seseña se ve afectado en la zona del Río Jarama-Tajo.

A continuación, se adjunta gráfico con las zonas de inundabilidad del Termino Municipal de Seseña, siendo consideradas como Suelo Rústico No Urbanizable de Especial Protección Ambiental Zonas de Inundación.



b) ARROYO DE LA FUENTE DE SESEÑA

Los caudales de avenida (m3/s) del Arroyo de la Fuente de Seseña se han obtenido a partir del estudio hidrológico y de afección al Plan Parcial de Ordenación Urbana SAU 1 en la parte norte, realizado por el Ingeniero de Caminos Amador Alonso Jiménez a petición de PREMISA S.A. (1998). En su parte Sur se ha realizado un estudio a partir de la modelización de la cuenca con instrumentos informáticos explicados en los puntos siguientes

De acuerdo con ese estudio y aplicando los datos de la cuenca, tenemos:

Años de retorno	P máxima (mm)
10	56,9
25	68,7
50	77,2
100	87,0
200	97,4
500	111,4

En nuestro caso, tendremos un caudal máximo para la avenida extraordinaria de 500 años de Q = 9,04 m3/s.

En cumplimiento de la legislación vigente y para mantener la funcionalidad y la dinámica hidráulica de la llanura de inundación y su ecosistema asociado (bosques inundables y de ribera), las zonas que pudieran quedar afectadas dentro de la inundación de retorno de 100 (zona aproximada de flujo preferente) y 500 años deberán ser calificadas con un uso compatible con la previsible inundación.

Estudio Hidráulico y determinación de los caudales de avenida: cartografía de las láminas de agua y velocidades para las inundaciones de 10, 25, 100 y 500 años de retorno. Vía de Intenso desagüe (VID) y Zona de Flujo Preferente (ZFP)

Para la modelización hidráulica se utilizó la herramienta HEC-RAS 4.1.0 de enero de 2010. (Hydrologic Engineering Center-River Analysis System) del USACE. Siguiendo el criterio del Sistema Nacional de Cartografía de zonas inundables (Ministerio de Medio Ambiente y medio Rural y Marino, 2011b[4]) la información topográfica se obtuvo a partir de LIDAR (Light Detection And Ranging-Instituto Geográfo Nacional, 2010).

El cálculo de los niveles de avenida en un cauce real de geometría compleja, obliga a la utilización de modelos numéricos capaces de representar adecuadamente la hidráulica fluvial.

El flujo de agua se puede clasificar desde el punto de vista temporal, en permanente o no permanente. Si el calado y la profundidad no varían con el tiempo, se considera que el régimen es permanente.

La situación real más frecuente es la de régimen no permanente, pero en una situación de inundación los parámetros de calado y profundidad varían lentamente. Ello permite que la asunción de este tipo de flujo no sea del todo mala, sobre todo cuando se producen efectos de inundación y almacenamiento.

[4] Ministerio de Fomento-Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2011b. Guía metodológica para el desarrollo del Sistema Nacional de Cartografía de zonas inundables.

Desde el punto de vista espacial, es decir, como varíe el régimen a lo largo del cauce, se clasifica en gradualmente variado o rápidamente variado. La mayoría de las situaciones se modelan con la situación de régimen gradualmente variado. La situación en cauces de pequeñas presas, cambios de pendiente bruscos, estrechamientos bruscos del cauce, etc. pueden provocar situaciones de cambio de régimen repentinos con resaltos. Estas situaciones, corresponderían a un modelo de régimen rápidamente variado, sin embargo, aguas abajo de estos puntos se recupera un régimen gradualmente variado.

El régimen permanente y gradualmente variado es utilizado por la mayoría de los programas de cálculo de ríos. Para poder utilizar este modelo se deben cumplir una serie de condiciones:

- El caudal punta no debe estar afectado por almacenamiento en el sistema fluvial, o el almacenamiento debe haber sido estudiado previamente en un modelo hidrológico aparte.
- El caudal y el calado punta se presentan de forma simultánea a lo largo de todo río, es decir, aunque en la realidad el caudal punta se alcance durante un período limitado de tiempo en un tramo del río. En general da lugar a resultados conservadores.

Las hipótesis básicas del modelo son:

- Régimen permanente: Los valores de las variables hidráulicas en cada sección no dependen del tiempo.
- Régimen gradualmente variado: Los valores de las variables hidráulicas varían de una sección a otra, si bien, al no existir cambios bruscos de las características hidráulicas, se supone que la distribución de presiones es hidrostática.
- Flujo unidimensional en sentido longitudinal: No se consideran componentes de la velocidad en dirección transversal ni vertical. La altura de la línea de energía es igual en todos los puntos de la sección.
- Pendiente moderada del cauce, menor del 10% aproximadamente, debido a que la altura de presión se supone equivalente a la cota del agua medida verticalmente.
- Régimen único y fijo en cada tramo estudiado: Se supone que el régimen es lento (número de Froude menor que uno) o rápido (número de Froude mayor que 1), pero no se admite el cambio de régimen en el mismo tramo.

El procedimiento de cálculo que utiliza el modelo matemático creado por HEC-RAS se basa en la resolución de la ecuación de la conservación de la energía o de la ecuación de la variación de la cantidad de movimiento mediante un proceso iterativo, que exponemos a continuación:

La ecuación de la conservación de la energía expresada en términos de energía por unidad de peso para el flujo que atraviesa dos secciones genéricas A1 y A2 tiene la siguiente expresión:

$$\int_{A_1}\left[\left(Z_1+\frac{p_1}{\gamma}\right)+\frac{v_1^2}{2\cdot g}\right]=\int_{A_2}\left[\left(Z_2+\frac{p_2}{\gamma}\right)+\frac{v_2^2}{2\cdot g}\right]+h_e$$

siendo he las pérdidas de energía por unidad de peso entre las dos secciones consideradas, que presenta dos componentes, por un lado la componente de fricción por pérdidas de carga continuas en el cauce y, por otro, las pérdidas de variación de la geometría de la sección (pérdidas de carga locales).

Al estar considerando un movimiento lentamente variado y la pendiente de lecho pequeña entonces:

$$\frac{p}{\gamma}=y\rightarrow z+y=cte$$

con lo que queda la ecuación de Bernouilli:

$$z_1+y_1+\alpha_1\cdot\frac{v_1^2}{2\cdot g}=z_2+y_2+\alpha_2\cdot\frac{v_2^2}{2\cdot g}$$

siendo:

z = cota del lecho en la sección considerada

y = calado en la sección considerada

v = velocidad media del flujo en la sección considerada

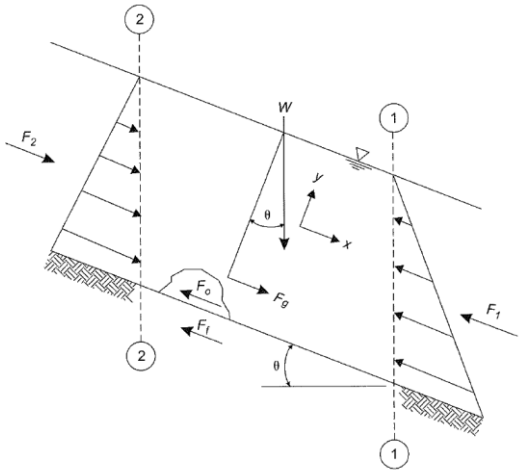
α= coeficiente de Coriolis en la sección considerada

h_e= pérdida de energía

Por otra parte, la segunda ley de Newton establece que la variación de la cantidad de movimiento por unidad de tiempo es igual a la resultante de las fuerzas exteriores que actúan sobre el elemento considerado:

$$\sum F_{ext} = F_{res} = m \cdot \frac{dv}{dt}$$

Se considera un elemento de flujo (volumen de control) limitado por secciones en las que el movimiento es lentamente variado y por tanto, en ellas, la ley de presiones es hidrostática. Debe destacarse que esta consideración (movimiento lentamente variado) se hace exclusivamente respecto a las secciones que limitan al volumen de control, lo que no implica que en su interior el movimiento sea lentamente variado:



Para aplicar la ecuación al volumen de control considerado:

- Cantidad de movimiento transferida a través de la sección 1 en la unidad de tiempo,

$$\beta_1 \cdot (\rho \cdot v_1 \cdot A_1) \cdot v_1 = \beta_1 \cdot \rho \cdot Q \cdot v_1$$

- Cantidad de movimiento transferida a través de la sección 2 en la unidad de tiempo,

$$\beta_2 \cdot (\rho \cdot v_2 \cdot A_2) \cdot v_2 = \beta_2 \cdot \rho \cdot Q \cdot v_2$$

Siendo, β el coeficiente de Boussinesq, ρ la densidad, A la superficie mojada y la v la velocidad media en la sección considerada.

La variación de la cantidad de movimiento por unidad de tiempo entre las secciones 1 y 2 será,

$$\rho \cdot Q \cdot (\beta_2 \cdot v_2 - \beta_1 \cdot v_1) \qquad [1]$$

Como fuerzas exteriores actúan,

$$F_r = \gamma \cdot (z_2 \cdot A_2 - z_1 \cdot A_1) + W \cdot sen\theta - F_f - F_0$$

$$F_r = F_2 - F_1 + W \cdot sen\theta - F_f - F_0 \qquad [2]$$

Siendo:

F1, F2 = fuerzas hidrostáticas en las secciones de control

$W \cdot sen\theta$ = componente en la dirección del flujo del peso del agua

Ff = fuerza de rozamiento entre agua y cauce

Fo= fuerza debido a obstáculos en el cauce

Igualando los términos [1] y [2] se obtiene la ecuación que evalúa la variación de la cantidad de movimiento.

La aplicación de la ecuación de la conservación de la energía a diferencia de la anterior exige conocer la energía interna disipada por el volumen de control considerado, incluyendo tanto las pérdidas de carga continuas, consecuencia de la fricción con el cauce, como las locales. Por ello resulta especialmente útil la ecuación de la variación de la c.d.m. para cuando el movimiento del flujo es rápidamente variado.

HEC-RAS procede a calcular el perfil de la lámina de agua a lo largo del cauce, en régimen permanente a través del método del “paso estándar” o “paso a paso” mediante la ecuación de la conservación de la energía cuando el flujo es gradualmente variado y mediante la ecuación de la variación de la c.d.m cuando el régimen es rápidamente variado.

Cabe citar que para régimen permanente se puede realizar tres tipos de análisis según sea régimen lento, rápido o mixto. En función del elegido se introducen las condiciones de contorno necesarias. Posteriormente HEC-RAS resolverá mediante el método del “paso estándar” o “paso a paso” el cálculo del perfil a lo largo del cauce.

Para la determinación del número de mannig o coeficiente de rugosidad se va a utilizar el artículo titulado “Guía para la selección de los coeficientes de rugosidad de manning para ríos y llanuras de inundación” (Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains), publicado por el United States Geological Survey Water-G.J. Arcement, Jr. and V.R. Schneider, USGS.

El USGS plantea la determinación de un valor de rugosidad a partir de un número base añadiendo valores de rugosidad en función del origen de dicho incremento de rugosidad. Los parámetros que pueden ser origen de aumento en la rugosidad son las variaciones en la sección transversal, las irregularidades en el cauce, las obstrucciones, la vegetación y la existencia de meandros.

Los valores de rugosidad definidos según esta metodología están limitados a estudios unidimensionales de ríos o canales de flujo en lámina libre. Los valores están determinados para su uso en la ecuación de energía como la aplicada en el cálculo 1D.

La metodología propuesta por el USGS se basa en la formulación definida por Cowan (1956):

$$n = (nb + n1 + n2 + n3 + n4) \cdot m$$

donde:

nb = Valor base de Manning para un caucel uniforme, rectilíneo, suave y de materiales naturales.

n1 = factor de corrección por efecto de las irregularidades en la superficie.

n2 = factor de corrección por efecto de las variaciones en la forma y tamaño de las secciones transversales.

n3 = factor de corrección por efecto de las obstrucciones.

n4 = factor de corrección por efecto de la vegetación y las condiciones de flujo.

m= factor de corrección por efecto de la sinuosidad del río.

La definición de cada una de las condiciones que intervienen en la determinación de la rugosidad se describe de forma detallada en la publicación “Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains”. United States Geological Survey Water-G.J. Arcement, Jr. and V.R. Schneider, USGS.

			CAUCE PRINCIPAL		LLANURA INUNDACION	
		Condiciones	Valor		Valor	
n b	Basico	Arenas	0.017	0.026	0.017	0.026
		Hormigon	0.012	0.018	0.012	0.018
		Firme tierra	0.025	0.032	0.025	0.032
		Grava	0.028	0.035	0.028	0.035
		Cantos	0.030	0.050	0.030	0.050
n 1	Irregularidades	Suave	0.000		0.000	
		Menor	0.001	0.005	0.001	0.005
		Moderadas	0.006	0.010	0.006	0.010
		Severas	0.011	0.020	0.011	0.020
n 2	Variaciones en la seccion transversal	Gradual	0.000		-	-
		Alternacia ocasional	0.001	0.005	-	-
		Alternacia frecuente	0.010	0.015	-	-
n 3	Efecto de obstruccion	Despreciable (<5%)	0.000	0.004	0.000	0.004
		Menor (5%-15%)	0.040	0.050	0.040	0.050
		Apreciable (15%-50%)	0.020	0.030	0.020	0.030
		Severas (>50%)	0.005	0.015	-	-
n 4	Cantidad de vegetacion	Pequeña	0.002	0.010	0.002	0.010
		Media	0.010	0.025	0.010	0.025
		Grande	0.025	0.050	0.025	0.050
		Muy grande	0.050	0.100	0.050	0.100
n m	Factor de correcion por meandros	Menor	1.000		1.000	
		Apreciable	1.150		1.000	
		Severo	1.300		1.000	

Coeficientes de Manning base según USGS

El modelo en HEC RAS requiere disponer del sistema que forma el río, mediante un esquema en planta que permita obtener las longitudes entre tramos que definen cada par de secciones transversales sobre el eje que forma el cauce.

Los resultados de velocidad y nivel del modelo hidráulico se integran en el modelo digital del terreno para definir las manchas o llanuras de inundación.

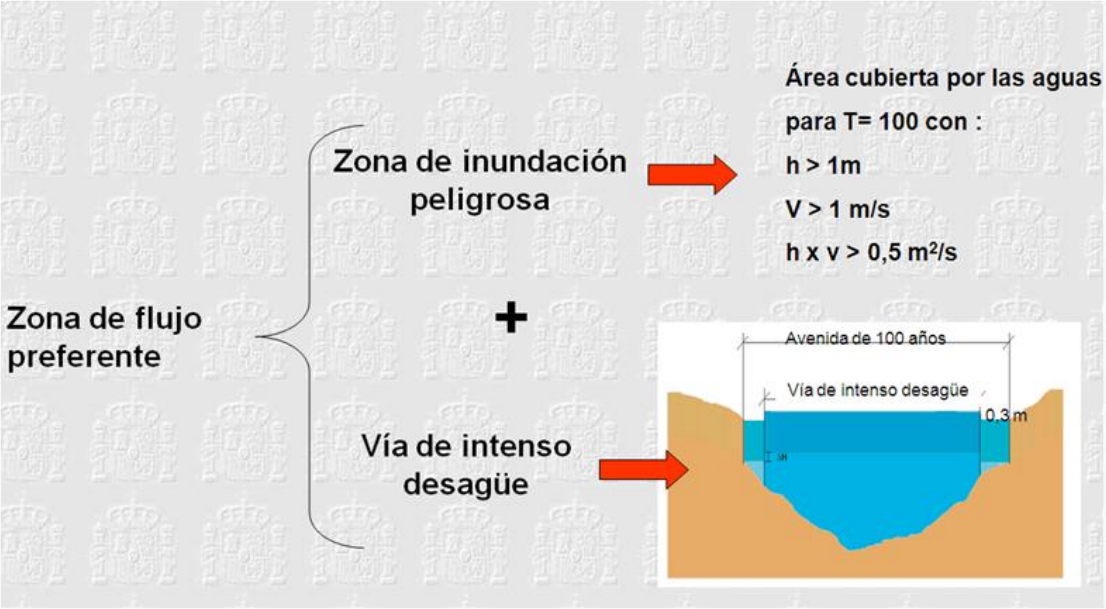
En los mapas de riesgo de inundación se muestran las láminas de agua obtenidas para los periodos de retorno 10, 25, 100 y 500 años y las velocidades de flujo obtenidas para los retornos de 100 y 500 años. Asimismo se muestran la Vía de Intenso Desagüe (VID) y la Zona de Flujo Preferente (ZFP), definidas por el Real Decreto 238/2016, de 9 de Diciembre, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de Abril. La Vía de Intenso Desagüe (VID) se define como la zona por la que pasaría la avenida de 100 años de periodo de retorno sin producir una sobreelevación mayor que 0.3 m respecto a la cota de la lámina de agua que se produciría con esa misma avenida considerando toda la llanura de inundación existente (ver esquema adjunto).

La Zona de Flujo Preferente (ZFP) es aquella zona constituida por la unión de la zona o zonas donde se concentra preferentemente el flujo durante las avenidas, o vía de intenso desagüe, y de la zona donde, para la avenida de 100 años de periodo de retorno, se puedan producir graves daños sobre las personas y los bienes, quedando delimitado su límite exterior mediante la envolvente de ambas zonas. A los efectos de la aplicación de la definición anterior, se considerará que pueden producirse graves daños sobre las personas y los bienes cuando las condiciones hidráulicas durante la avenida satisfagan uno o más de los siguientes criterios:

d) Que el calado sea superior a 1 m

e) Que la velocidad sea superior a 1 m/s

f) Que el producto de ambas variables sea superior a 0,5 m2/s



Esquema de Zona de Flujo Preferente (ZFP), vía de Intenso Desagüe (VID) y Zona de Inundación Peligrosa (ZIP). (http://www.neogeoweb.com/2013/01/Zona-de-Flujo-preferente-y-analisis.html)

El modelo desarrollado ha permitido calcular y cartografiar en el término municipal de Seseña:

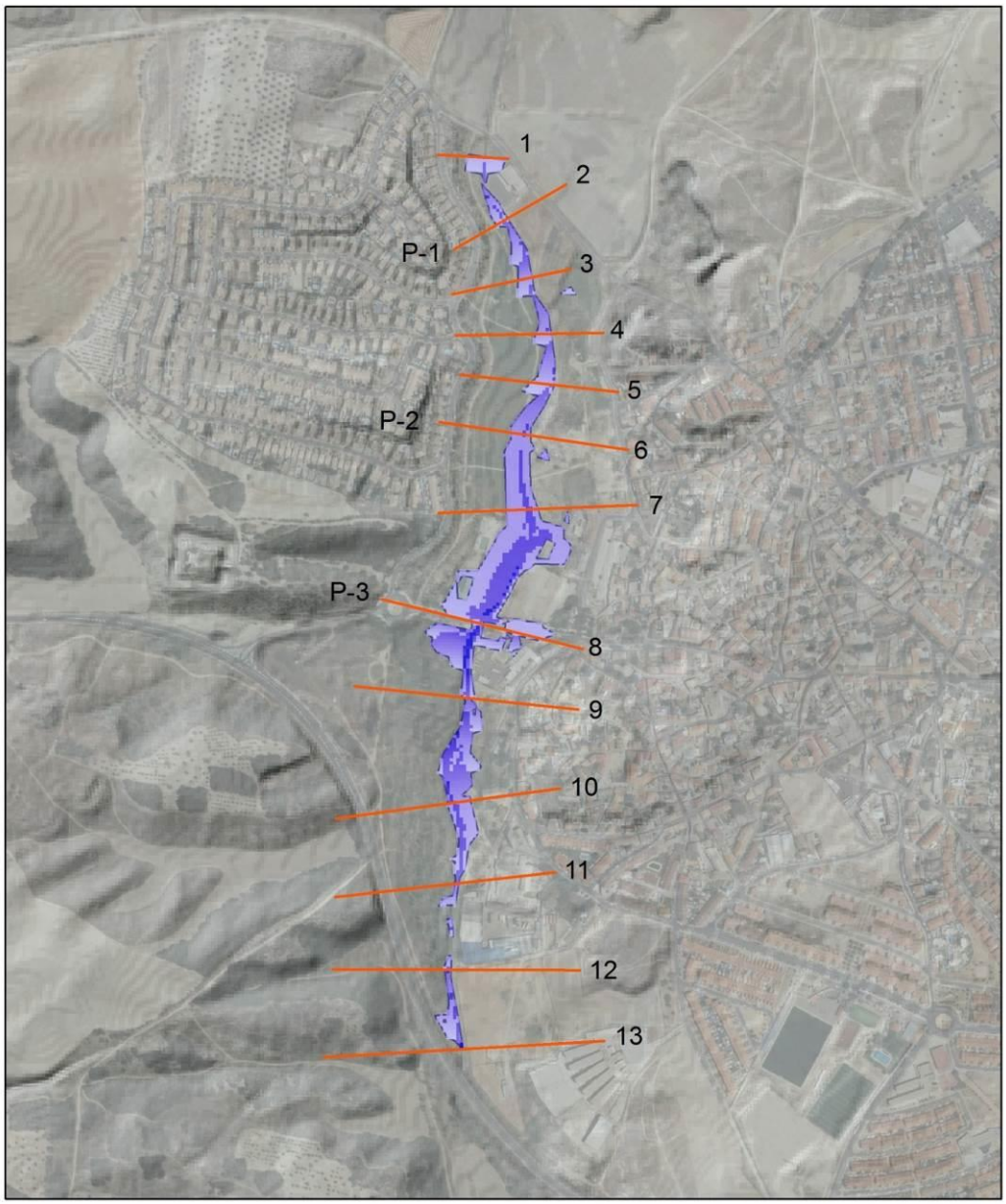
- Zona de flujo preferente, mapas de inundación y calado (ver mapa adjunto).

RIESGO DE INUNDACIÓN (Arroyo de la Fuente de Seseña)
Lámina de agua Q 500 - periodo de retorno 500 años

Calado

5.85 m

0 m



RIESGO DE INUNDACIÓN (Arroyo de la Fuente de Seseña)
Secciones transversales y lámina de agua Q 500

Calado
5.85 m
0 m

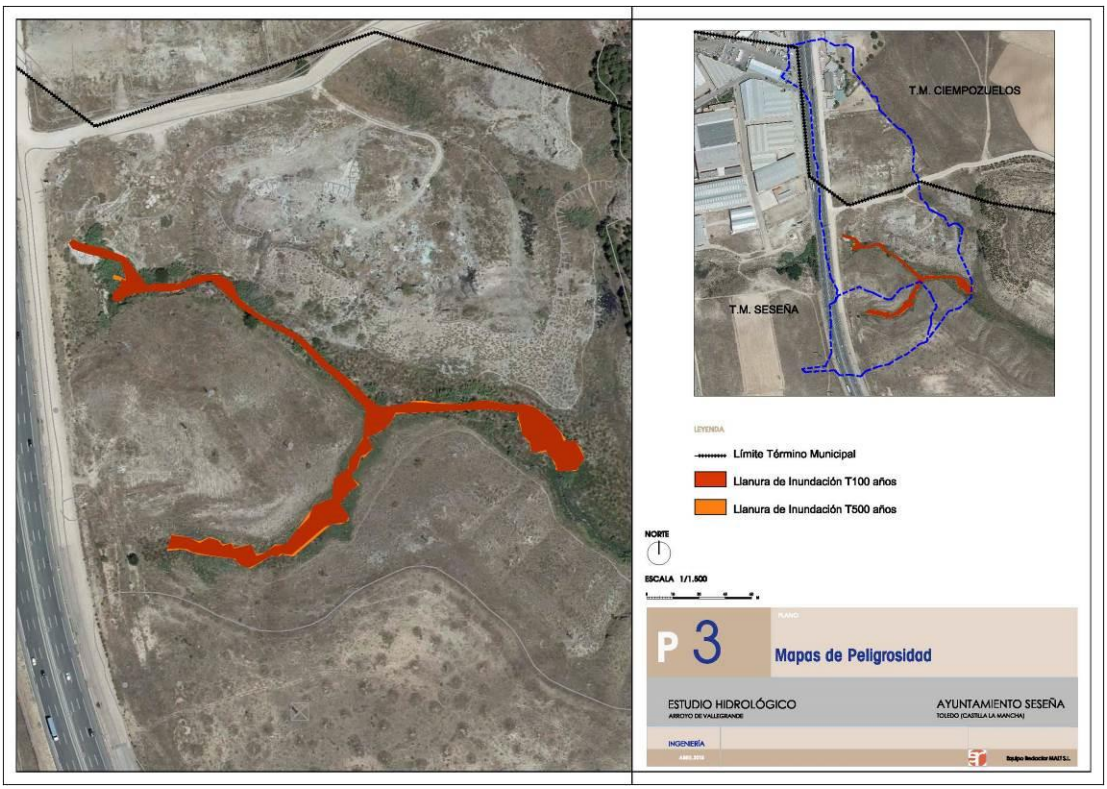
Esta zona se ve afectada por un riesgo de Inundación. Por lo tanto, se contempla como Suelo Rústico no Urbanizable de Especial Protección Ambiental de Cauces.

c) ARROYO DEL VALLEGRANDE

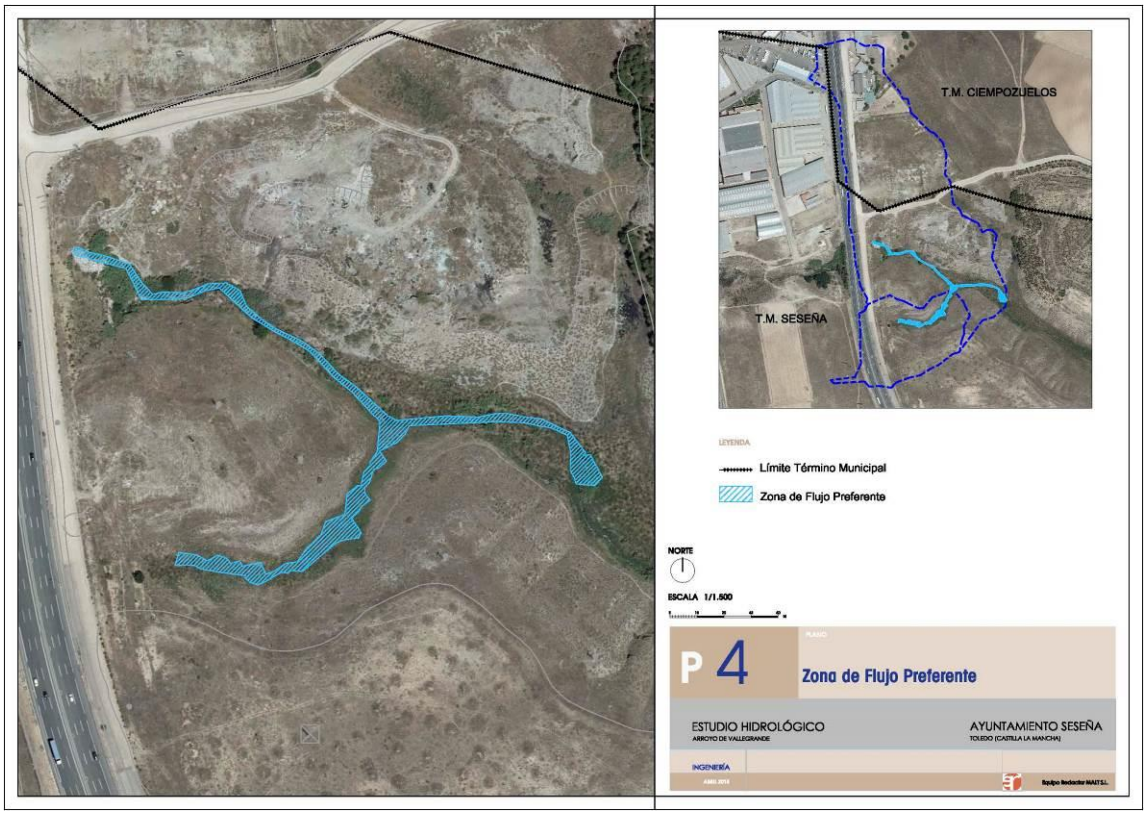
Como se indica en el epígrafe 1 de este apartado (Identificación de cauces con mayor acumulación de drenaje), el funcionamiento de la cuenca vertiente del arroyo del Vallegrande no comporta un riesgo significativo de avenidas y, por tanto, un peligro potencial para la población y los usos del suelo (valoración general de la peligrosidad-vulnerabilidad).

A pesar de ello, de manera preventiva por su proximidad a zonas edificables y de desarrollo se ha realizado un estudio hidráulico-hidrológico de la zona afectada por estas zonas. Este estudio se encuentra en el Anexo IV de este documento

A continuación, se adjunta grafico de flujo preferente y zonas de peligrosidad:



Mapas de Peligrosidad. Fuente: Estudio Hidrológico-Hidráulico Arroyo Vallegrande



Zona de Flujo Preferente. Fuente: Estudio Hidrológico-Hidráulico Arroyo Vallegrande

Anexos

Anexo I.- Estudio Hidrológico-Hidraúlico. Fuente Seseña

ESTUDIO HIDROLOGICO
DEL ARROYO DE LA FUENTE DE SESEÑA
Y AFECCION AL PLAN PARCIAL
DE ORDENACION URBANA S.A.U. - 1

SESEÑA (Toledo)

ESTUDIO HIDROLOGICO

DEL ARROYO DE LA FUENTE DE SESEÑA
Y AFECCION AL PLAN PARCIAL
DE ORDENACION URBANA
S.A.U. - 1

TERMINO MUNICIPAL

S E S E Ñ A

(Toledo)

PETICIONARIO

P R E M I S A S. A.

INGENIERO DE CAMINOS

AMADOR ALONSO JIMENEZ

COLEGIADO Nº. 6.428

MADRID, DICIEMBRE DE 1998

MEMORIA

MEMORIA

1.- ANTECEDENTES

La Sociedad Premisa S.A. ha sometido a la aprobación del Ayuntamiento de Seseña, un Plan Parcial de Ordenación Urbana S.A.U.-1.

Dada la proximidad de la citada urbanización al cauce del arroyo de la Fuente de Seseña y en trámites de información del Plan a los distintos Administradores, La Confederación Hidrográfica del Tajo solicita que se analice la incidencia de las máximas crecidas ordinarias, así como las extraordinarias posibles hasta un periodo de retorno de 500 años que se puedan producir en los cauces, al objeto de poder determinar las zonas inundables o no de la urbanización.

Por ese motivo, se nos ha encargado la realización de este estudio hidrológico.

2.- CARACTERISTICAS DEL CAUCE

El arroyo de la Fuente de Seseña, nace en la cota 650 en el cruce de los términos municipales de Seseña y Esquirias, en el lugar denominado Mesa de Seseña, y desemboca en el río Jarama.

Las características físicas del arroyo son :

- Longitud : 15 Km
- Desnivel : 80 m (650 - 570)
- Superficie de la cuenca : 41 Km2

Más del 50% del terreno es barbecho, sin árboles, el resto se reparte entre monte bajo o matorral y viñas.

3.- CALCULO DE LOS CAUDALES

Utilizamos el método hidrometeorológico, muy apropiado para cauces pequeños.

En el Anejo correspondiente figura el método de cálculo de la Dirección General de Carreteras, así como los datos de lluvia de las estaciones más próximas y verosímiles.

De acuerdo con ese estudio y aplicando los datos de la cuenca, tenemos:

Años de retorno	P máximas (mm)
10	56,9
25	68,7
50	77,2
100	87,0
200	97,4
500	111,4

En nuestro caso, tendremos un caudal máximo para la avenida extraordinaria de 500 años de :

$$Q = 9{,}04 \text{ m3/seg}$$

4.- DESCRIPCION DE LA URBANIZACION

La urbanización se encuentra junto al castillo de Puñoenrostro y al Este del casco urbano de Seseña, del que le separa el mencionado arroyo. La superficie total de la urbanización es de unas 35 Has., de las que 20 Has. son de zona residencial.

La cota del río a su paso por la urbanización, oscila entre la 585 y la 595.

En el punto más próximo de la urbanización al arroyo, a una distancia de unos 40 metros, establecemos un perfil transversal que denominamos P-1, y que establece la cota del arroyo en la 595.

El perfil transversal P-2, lo disponemos en el punto en el que el arroyo se encuentra a la cota 591, y con una distancia a la urbanización de 100 m.

El perfil de P-3, se encuentra sobre la traza de una calle con fondo de saco, que conduce a las zonas deportivas, comerciales y escolares. La longitud desde el arroyo a la glorieta de reparto de la urbanización, es de 120 metros.

5.- DETERMINACION DE LA SECCION DE DESAGÜE

Establecido el caudal máximo de la avenida con un período de retorno de 500 años en 9,04 m3/seg., f ijados los perfiles transversales junto a la urbanización; debemos calcular la altura máxima que alcanzarían las aguas del arroyo en el caso de máxima avenida.

Con un desnivel de 80 m en una longitud de 15 Km, la pendiente media del arroyo es de 0,0053. Con esa pendiente y en caso de avenida, la velocidad del agua es de 1,5 m/seg., lo que supondrá una sección de desagüe de 6 m2.

En el caso más desfavorable, en la sección transversal P-1, el agua no alcanzaría una altura superior a los 60 centímetros en una longitud de 10 m.

En los otros dos perfiles transversales, la altura del agua no llegaría en ningún caso a los 50 cm.

6.- CONCLUSIONES

Se ha establecido el caudal de la máxima avenida con período de retorno de 500 años, en 9,04 m3/seg..

Se ha determinado una sección de desagüe de 6 m2.

Se establece una altura máxima del agua, en la sección más desfavorable, de 60 centímetros, mientras que la cota más baja de la urbanización, que corresponde a la avenida de circunvalación, está a 4 metros de altura sobre el cauce del arroyo.

Todo ello quiere decir que no existe ningun afección de la urbanización propiamente dicha con la máxima avenida del cauce del arroyo de la Fuente de Seseña.

Como prescripción complementaria y de seguridad, las construcciones que se realicen en las parcelas I (comercial), J (escolar) y K (deportiva), deberán situarse a una cota superior de 1 metro a la del cauce del arroyo en esas juntas.

Madrid, Diciembre de 1998

El Ingeniero de Caminos

Fdo : Amador Alonso Jiménez

Colegiado nº 6.428

ANEJO Nº 1

CALCULO DE LOS CAUDALES DE REFERENCIA

2.1 PLANTEAMIENTO GENERAL

El método de estimación de los caudales asociados a distintos períodos de retorno depende del tamaño y naturaleza de la cuenca aportante.

Para cuencas pequeñas son apropiados los métodos hidrometeorológicos contenidos en la presente instrucción, basados en la aplicación de una intensidad media de precipitación a la superficie de la cuenca, a través de una estimación de su escorrentía. Ello equivale a admitir que la única componente de esa precipitación que interviene en la generación de caudales máximos es la que escurre superficialmente. En las cuencas grandes estos métodos pierden precisión y, por tanto, la estimación de los caudales es menos correcta; pero, por otra parte, en estas cuencas suele disponerse de información directa sobre niveles o caudales de avenidas. La frontera entre cuencas grandes y pequeñas, a efectos de la presente instrucción, corresponde aproximadamente a un tiempo de concentración (Apartado 2.4) igual a seis horas.

La naturaleza de la cuenca aportante influye en los métodos hidrometeorológicos, según que el tiempo de recorrido del flujo difuso sobre el terreno sea relativamente apreciable (plataforma de la carretera y márgenes que a ella viertan) o no (cauces definidos). Especialmente en zona urbana, representa una singularidad la presencia de sumideros que desagüen a una red de canalizaciones y que absorban una parte de la escorrentía. También representan casos especiales la presencia de lagos, embalses y planas inundables, que laminen o desvíen la escorrentía. Se podrán, asimismo, tener en cuenta aportaciones procedentes del deshielo de la nieve: salvo casos excepcionales, su contribución no se considerará superior al 10 por 100.

El resultado de los métodos hidrometeorológicos deberá, en lo posible, contrastarse con la información directa de que se disponga sobre niveles o caudales de avenida.

2.2 FORMULA DE CALCULO (método hidrometeorológico)

El caudal de referencia Q en el punto en el que desagüe una cuenca o superficie se obtendrá mediante la fórmula

$$\boxed{Q = C \cdot A \cdot I / K}$$

siendo:

— C: el coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie drenada (Apartado 2.5).

— A: su área, salvo que tenga aportaciones o pérdidas importantes, tales como resurgencias o sumideros, en cuyo caso el cálculo del caudal Q deberá justificarse debidamente.

— I: la intensidad media de precipitación correspondiente al período de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración (Apartado 2.3).

— K: un coeficiente que depende de las unidades en que se expresen Q y A, y que incluye un aumento del 20 por 100 en Q para tener en cuenta el efecto de las puntas de precipitación. Su valor está dado por la Tabla 2.1.

TABLA 2.1

VALORES DE K

Q en	A en		
	Km²	Ha	m²
m³/s	3	300	3.000.000
l/s	0,003	0,3	3.000

2.3 INTENSIDAD MEDIA DE PRECIPITACION

La intensidad media It (mm/h) de precipitación a emplear en la estimación de caudales de referencia por métodos hidrometeorológicos se podrá obtener por medio de la siguiente fórmula, representada en la Figura 2.1:

$$\frac{28^{0.1} - t^{0.1}}{28^{0.1} - 1} = \alpha$$

$$(It / Id) = (I1 / Id)^{\alpha}$$

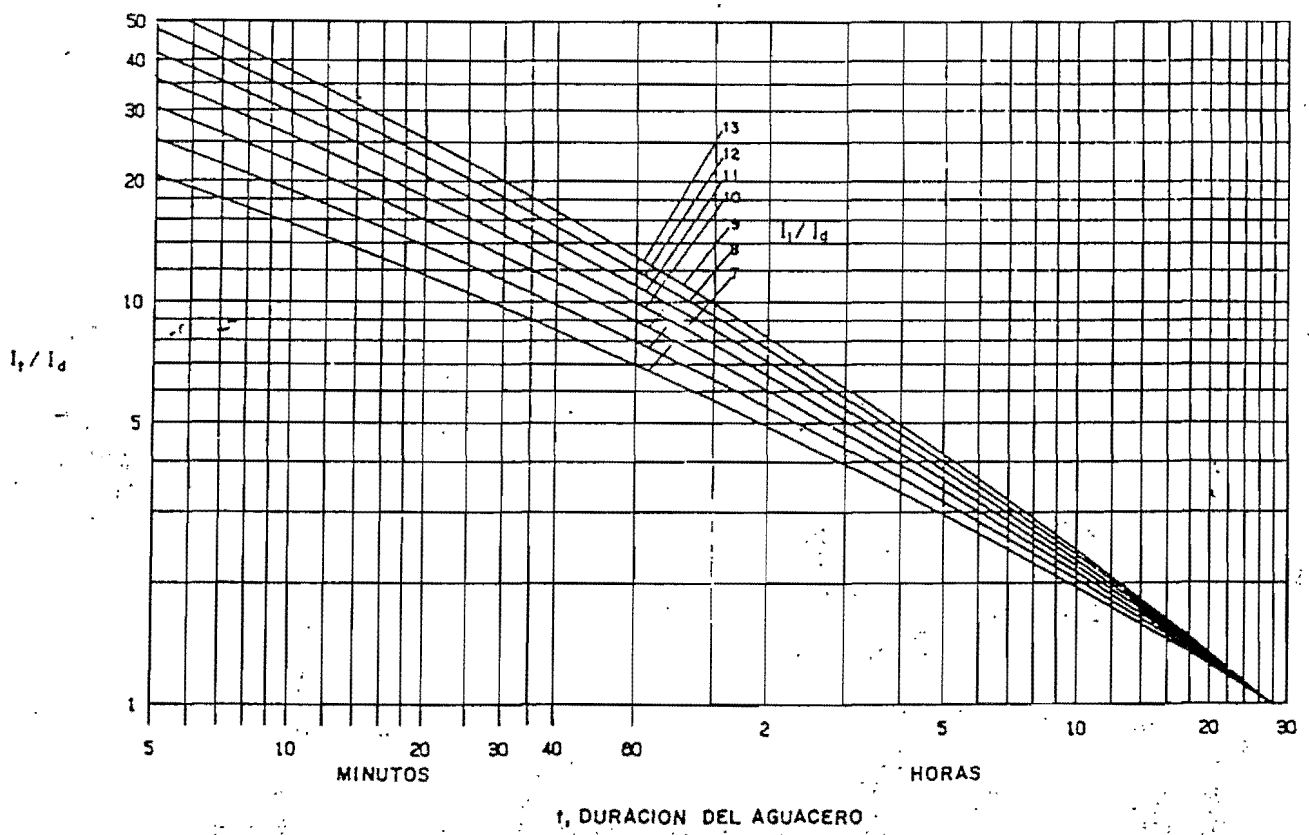


Fig. 2.1

siendo:

— Id (mm/h): la intensidad media diaria de precipitación, correspondiente al periodo de retorno (Capítulo 1) considerado. Es igual a Pd/24.

— Pd (mm): la precipitación total diaria correspondiente a dicho período de retorno, que podrá tomarse de los mapas contenidos en la publicación «Isolíneas de precipitaciones máximas previsibles en un día», de la Dirección General de Carreteras, o a partir de otros datos sobre lluvias, los cuales deberán proceder preferentemente del Instituto Nacional de Meteorología.

— I_1 (mm/h): la intensidad horaria de precipitación correspondiente a dicho período de retorno. El valor de la razón I_1/I_d se podrá tomar de la Figura 2.2.

— t (h): la duración del intervalo al que se refiere I, que se tomará igual al tiempo de concentración (Apartado 2.4).

2.4 TIEMPO DE CONCENTRACION

En el caso normal de cuencas en las que predomine el tiempo de recorrido del flujo canalizado por una red de cauces definidos, el tiempo de concentración T (h) relacionado con la intensidad media de la precipitación se podrá deducir de la fórmula.

$$T = 0{,}3 \cdot [(L / J^{1/4})^{0{,}76}]$$

siendo:

— L (km): la longitud del cauce principal.

— J (m/m): su pendiente media.

Si el tiempo de recorrido en flujo difuso sobre el terreno fuera relativamente apreciable, como es el caso de la plataforma de la carretera y de los márgenes que a ella vierten, la fórmula anterior no resulta aplicable. Si el recorrido del agua sobre la superficie fuera menor de treinta minutos, se podrá considerar que el tiempo de concentración es de cinco minutos. Este valor se podrá aumentar de cinco a diez minutos al aumentar el recorrido del agua por la plataforma de treinta a ciento cincuenta minutos; para márgenes se podrá hacer uso del ábaco de la Figura 2.3.

2.5 ESCORRENTIA

El coeficiente C de escorrentía define la proporción de la componente superficial de la precipitación de intensidad I, y depende de la razón entre la precipitación diaria Pd correspondiente al período de retorno (Apartado 1.3) y el umbral de escorrentía Po, a partir del cual se inicia ésta.

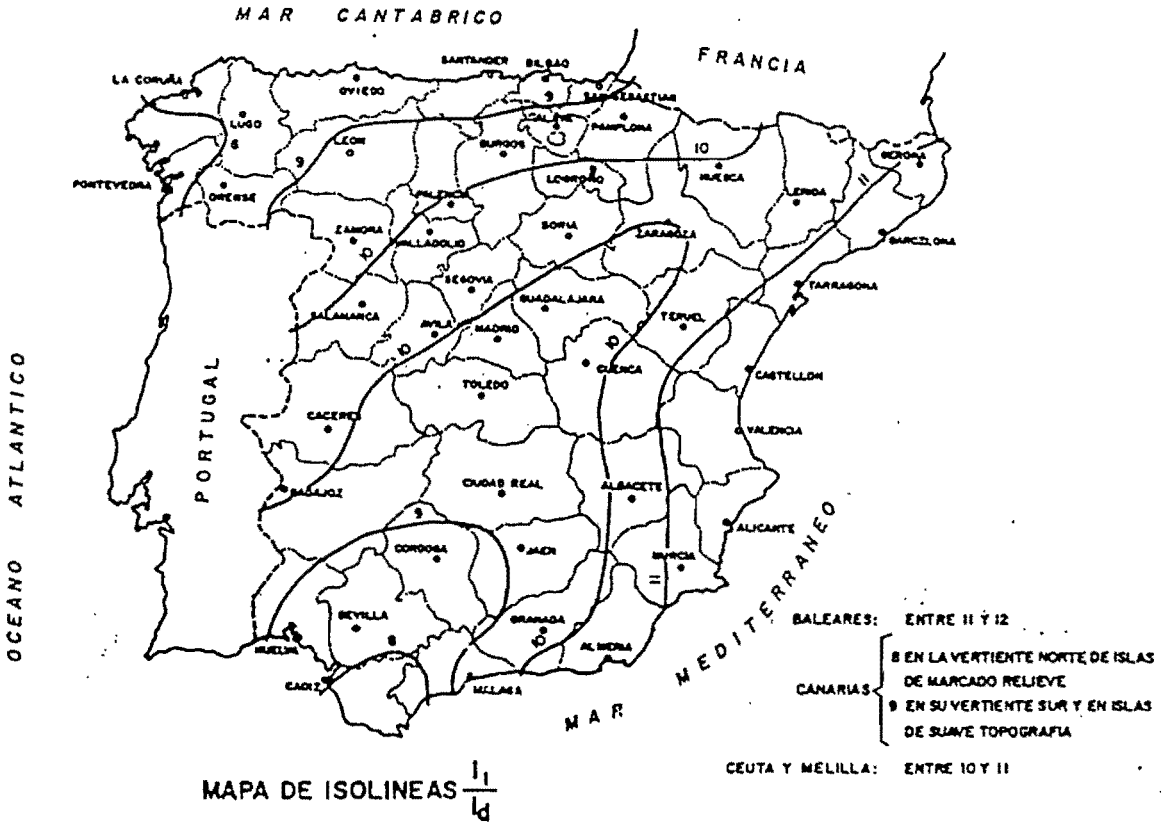


Fig. 2.2

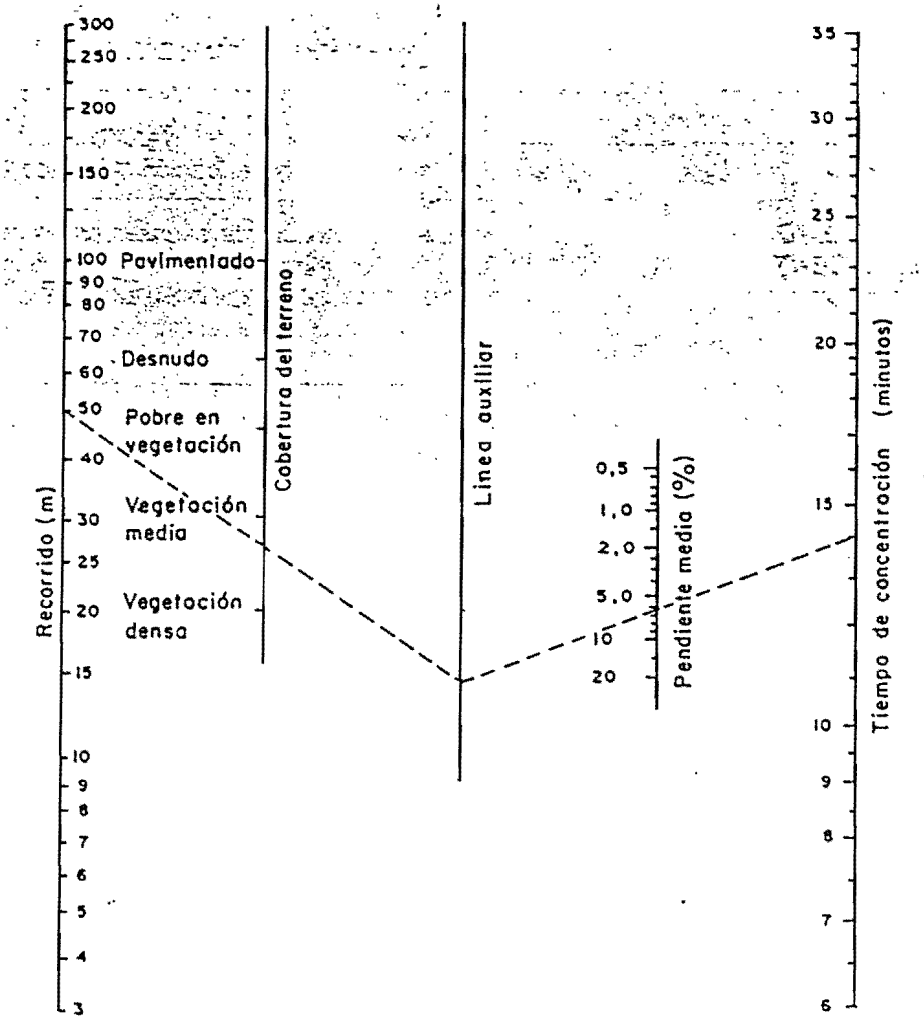


Fig. 2.3. TIEMPO DE CONCENTRACION
PARA MARGENES DE LA PLATAFORMA O LADERAS

Si la razón Pd/Po fuera inferior a la unidad, el coeficiente C de escorrentía podrá considerarse nulo. En caso contrario, el valor de C podrá obtenerse de la fórmula (representada en la Figura 2-4).

$$C = \frac{[(Pd/Po) - 1] \cdot [(Pd/Po) + 23]}{[(Pd/Po) + 11]^2}$$

Las cuencas heterogéneas deberán dividirse en áreas parciales cuyos coeficientes de escorrentía se calcularán por separado, reemplazando luego el término C • A de la fórmula de cálculo (Apartado 2.2), por Σ(C • A).

El umbral de escorrentía Po se podrá obtener de la Tabla 2-1, multiplicando los valores en ella contenidos por el coeficiente corrector dado por la Figura 2-5. Este coeficiente refleja la variación regional de la humedad habitual en el suelo al comienzo de aguaceros significativos, e incluye una mayoración (del orden del 100 por 100) para evitar sobrevaloraciones del caudal de referencia a causa de ciertas simplificaciones del tratamiento estadístico del método hidrometeorológico: el cual ha sido contrastado en distintos ambientes de la geografía española. Para el uso de la Tabla 2-1 los suelos se clasificarán en los grupos de la Tabla 2-2, en cuya definición interviene la textura definida por la Figura 2.6.

TABLA 2-2

CLASIFICACION DE SUELOS A EFECTOS DEL UMBRAL DE ESCORRENTIA

Grupo	Infiltración (cuando están muy húmedos)	Potencia	Textura	Drenaje
A	Rápida	Grande	Arenosa Areno-limosa	Perfecto
B	Moderada	Media a grande	Franco-arenosa Franca Franco-arcillosa-arenosa Franco-limosa	Bueno a moderado
C	Lenta	Media a pequeña	Franco-arcillosa Franco-arcillo-limosa Arcillo-arenosa	Imperfecto
D	Muy lenta	Pequeño (litosuelo) u horizontes de arcilla	Arcillosa	Pobre o muy pobre

Nota: Los terrenos con nivel freático alto se incluirán en el Grupo D.

Los núcleos urbanos, edificaciones rurales, caminos, etc., no se tendrán en cuenta donde representen una proporción despreciable del área total. En su caso, deberán diferenciarse las proporciones de los distintos tipos de suelo, atribuyendo a cada una el valor correspondiente de Po. Deberán tenerse en cuenta las modificaciones futuras previsibles en la cuenca, tales como urbanizaciones, repoblaciones, cambios de cultivos, supresión de barbechos, etc.

Si no se requiriera gran precisión, podrá tomarse simplificadamente un valor conservador de Po (sin tener que multiplicarlo luego por el coeficiente de la Figura 2-5) igual a 20 mm, salvo en cuencas con rocas o suelos arcillosos muy someros, en las que se podrá tomar igual a 10 mm. Especial interés práctico tiene la estimación indirecta de Po basada en información sobre crecidas ordinarias; en relación con este método, conviene tener en cuenta que:

— Se puede determinar el orden de magnitud de los caudales en función de los niveles del agua en el cauce al paso de avenidas habituales, conocidos —en general— por los ribereños al menos de forma aproximada. Datos de esta naturaleza muy característicos son —en algunos casos— el número de años en los que permanece seco el curso del agua, o bien la frecuencia con la que se producen desbordamientos del cauce principal.

— Los resultados del cálculo de caudales de avenidas habituales —o de pequeño período de retorno— son muy sensibles a las variaciones de Po, y por ello es suficiente una información aproximada de dichas avenidas para determinar satisfactoriamente Po.

3

DRENAJE DE LA PLATAFORMA Y MARGENES. CRITERIOS DE PROYECTO

3.1 CONDICIONES GENERALES

3.1.1 Factores a considerar

El drenaje superficial deberá proyectarse como una red o conjunto de redes que recoja la escorrentía superficial —y, en algunos casos, las aguas subterráneas— procedente de la plataforma de la carretera y de los márgenes que viertan hacia ella, y las conduzca a un desagüe. Además del coste, deberán tenerse en cuenta factores:

Topográficos: altitud, posición de la explanación respecto al terreno contiguo, espacio disponible, origen y posible punto de desagüe de cada red, situación de obras de drenaje transversal o de paso previstas o necesarias, transiciones de peralte, presencia de mediana, puntos altos y bajos.

Climatológicos: régimen seco con chubascos, régimen de lluvias continuas.

Hidrológicos: presencia, nivel y caudal de aguas subterráneas: aportación y desagüe de aguas superficiales, escorrentía.

Geotécnicos: naturaleza y condiciones de los suelos, posibilidad de corrimientos y erosión; permeabilidad.

Se procurará definir tramos homogéneos, en relación con estos factores, a los que se pueda dotar de redes de drenaje superficial del mismo tipo.

Se prestará especial atención a la posibilidad de modificar el trazado donde la inclinación de la línea de máxima pendiente de la plataforma resulte muy baja (Apartado 3.2.1), y a las repercusiones de algunos elementos del drenaje superficial —tales como las cunetas de guarda y las balsas laminadoras de crecidas— en las necesidades de ocupación de terrenos.

Se recomienda elegir soluciones que, además de eficientes, sean sencillas, robustas y de fácil mantenimiento.

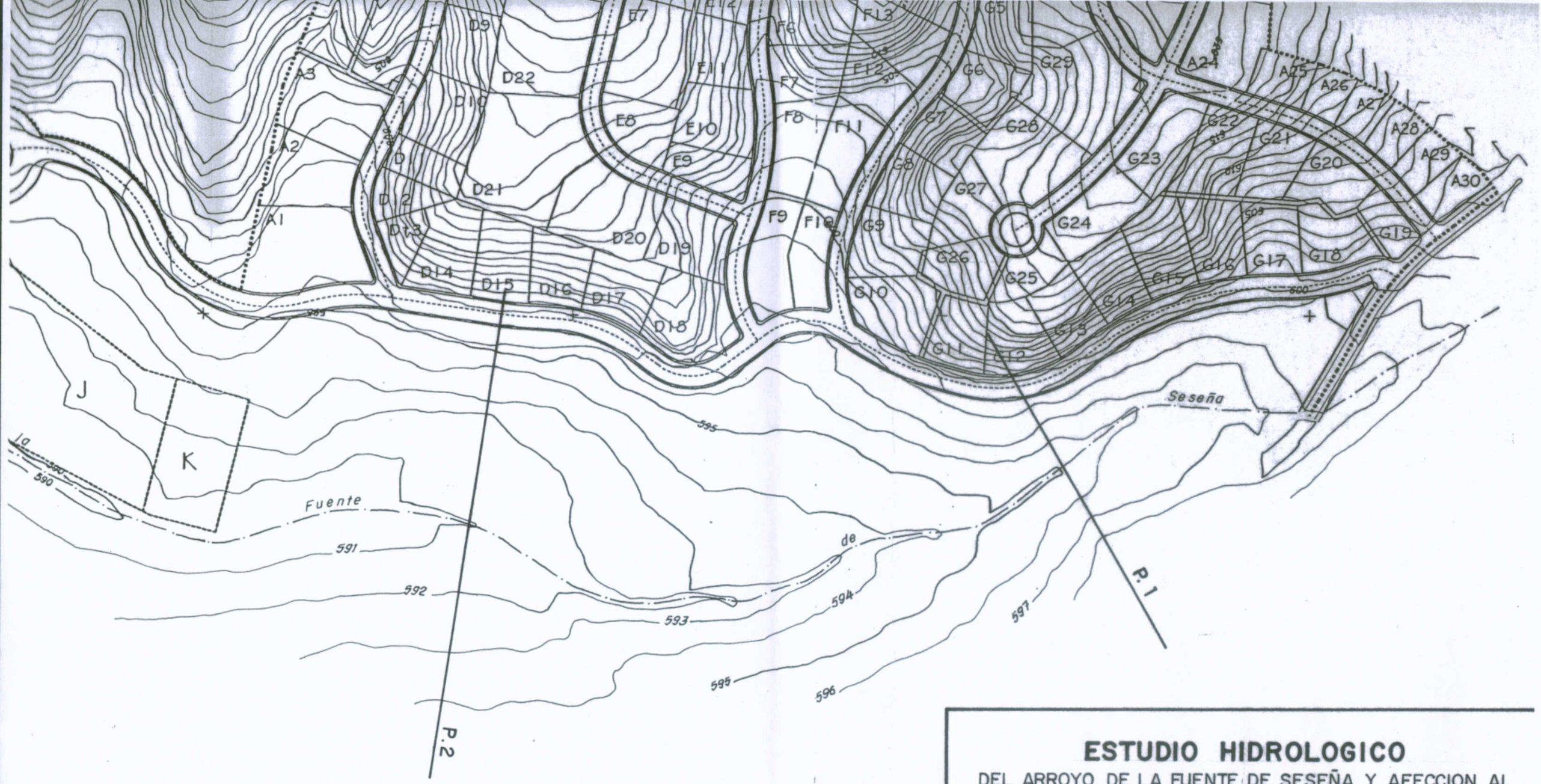
Donde se considere aconsejable (por ejemplo, donde se dispongan balsas laminadoras de crecida), deberá comprobarse que el drenaje superficial de la plataforma y sus márgenes funciona satisfactoriamente también en régimen transitorio.

3.1.2 Punto de desagüe

A fin de disminuir todo lo posible los caudales a evacuar, se desaguará la red de drenaje superficial siempre que sea posible, excepto en zonas muy sensibles a la contaminación donde convenga evitar todo vertido de aguas pluviales.

— En zona urbana, donde exista una red de alcantarillado y el uso del suelo conduzca a mayores coeficientes de escorrentía, será generalmente preciso recurrir a sumideros —a menudo mixtos en presencia de aceras— y colectores que desagüen al alcantarillado, cuya capacidad ante estas aportaciones deberá comprobarse. El agua procedente del drenaje superficial deberá llevarse separada de las aguas negras, salvo que el alcantarillado sea unitario y esté provisto de sifones

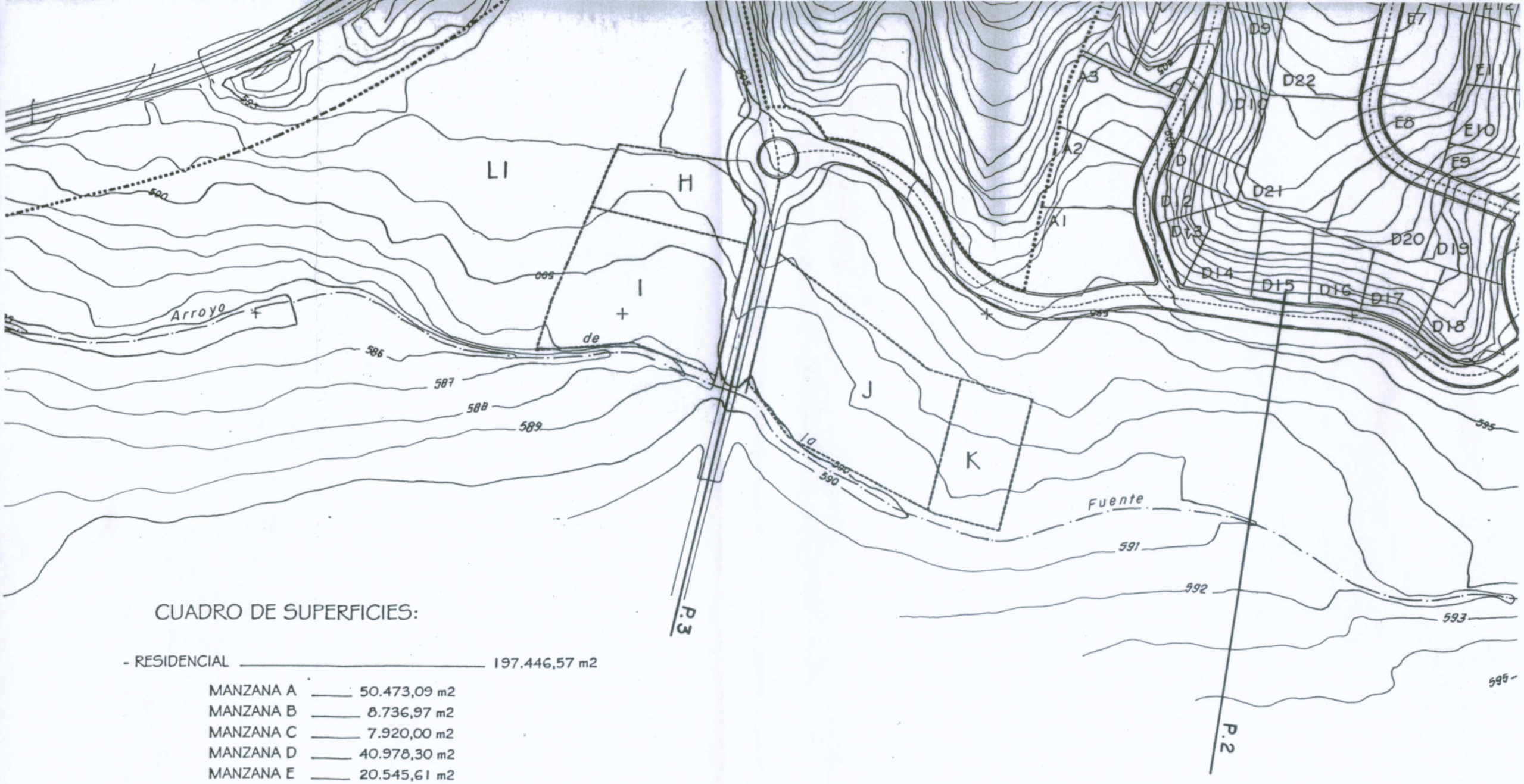
PLANOS



ESTUDIO HIDROLOGICO

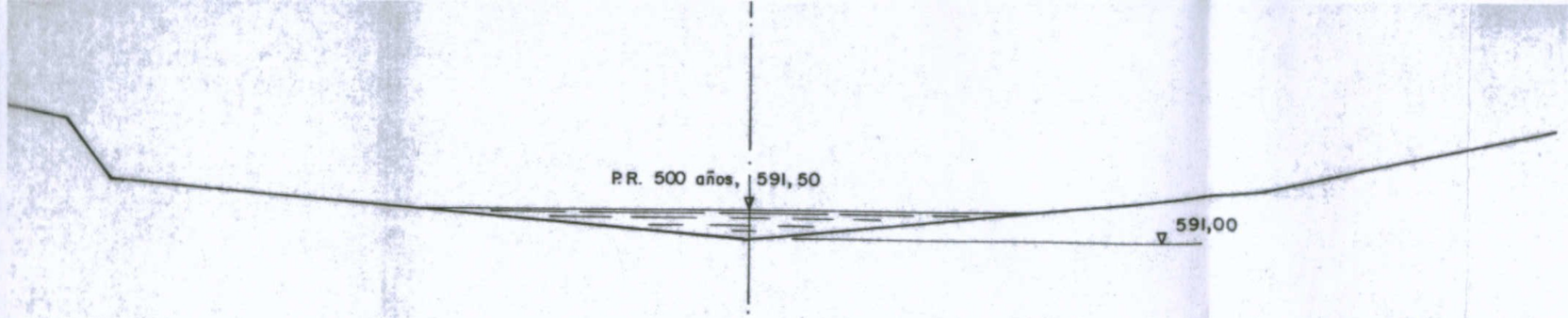
DEL ARROYO DE LA FUENTE DE SESEÑA Y AFECCION AL PLAN PARCIAL DE ORDENACION URBANA, S.A.U-1

2	TERMINO MUNICIPAL SESEÑA (Toledo)
	PLANTA GENERAL
EL INGENIERO DE CAMINOS A. ALONSO JIMENEZ, COL. Nº 6.428	ESCALA 1 : 2.000
	FECHA DICIEMBRE, 1998

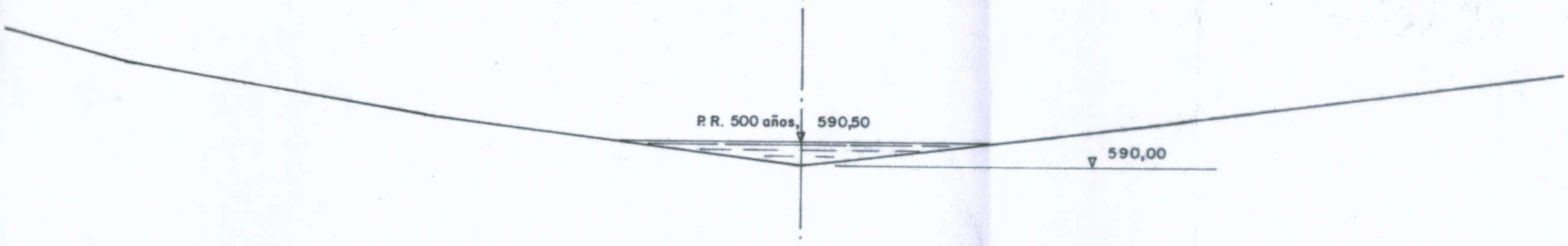


CUADRO DE SUPERFICIES:

- RESIDENCIAL ____ 197.446,57 m2
  - MANZANA A ____ 50.473,09 m2
  - MANZANA B ____ 8.736,97 m2
  - MANZANA C ____ 7.920,00 m2
  - MANZANA D ____ 40.978,30 m2
  - MANZANA E ____ 20.545,61 m2
  - MANZANA F ____ 25.426,00 m2
  - MANZANA G ____ 43.366,60 m2
- SOCIAL (H) ____ 3.956,00 m2
- COMERCIAL (I) ____ 8.953,00 m2
- ESCOLAR (J) ____ 8.625,00 m2
- DEPORTIVO (K) ____ 3.037,00 m2
- ZONAS VERDES ____ 124.972,00 m2
  - PARCELA L1 ____ 55773 m2
  - PARCELA L2 ____ 69199 m2



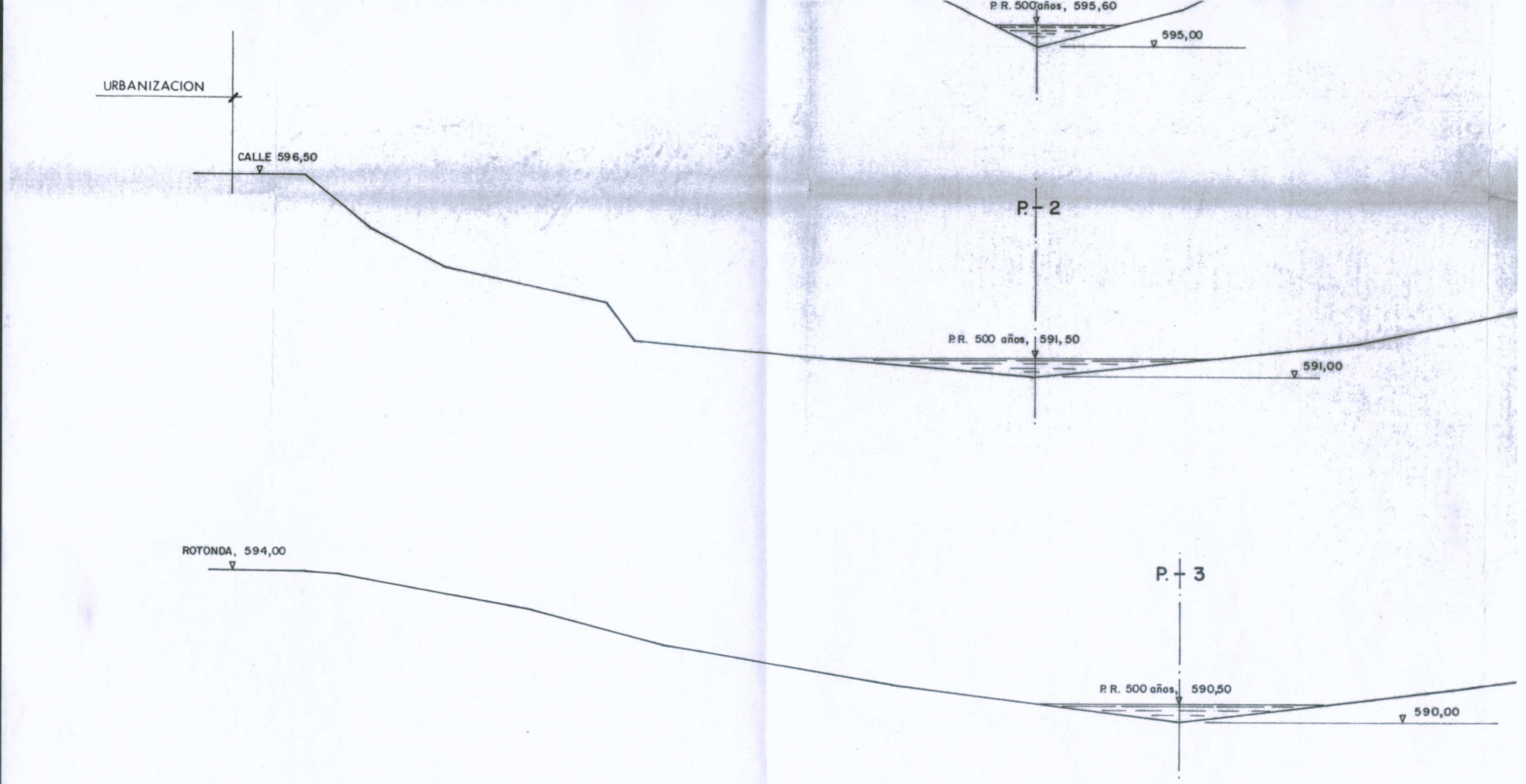
P. + 3

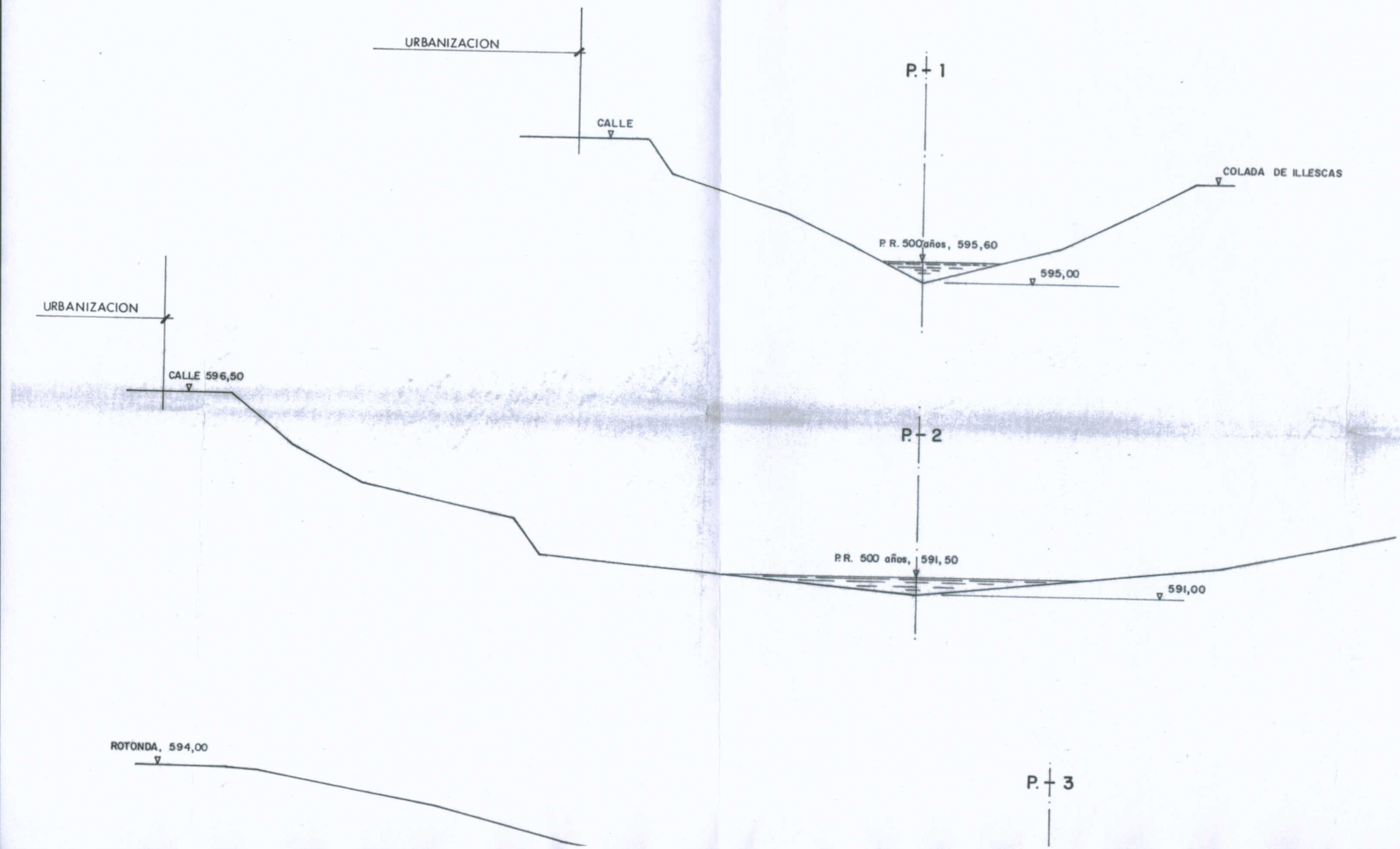


ESTUDIO HIDROLOGICO

DEL ARROYO DE LA FUENTE DE SESEÑA Y AFECCION A
PLAN PARCIAL DE ORDENACION URBANA, S.A.U-1

3	TERMINO MUNICIPAL: SESEÑA (Toledo)
	PERFILES TRANSVERSALES
EL INGENIERO DE CAMINOS A. ALONSO JIMENEZ, COL. Nº 6.428	ESCALA H = 1 : 500 V = 1 : 100 FECHA DICIEMBRE, 1998


P.R. 500años, 595,60
595,00
URBANIZACION
CALLE 596,50
P. - 2
P.R. 500 años, 591,50
591,00
ROTONDA, 594,00
P. - 3
P.R. 500 años, 590,50
590,00


URBANIZACION
CALLE
P. + 1
COLADA DE ILLESCAS
P. R. 500 años, 595,60
595,00
URBANIZACION
CALLE 596,50
P. + 2
P.R. 500 años, 591,50
591,00
ROTONDA, 594,00
P. + 3

Anexo II.- Estudio hidrológico-Hidráulico Arroyo de Vallegrande

ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DEL ARROYO DE VALLEGRANDE

Seseña (Toledo)

AUTOR DEL ENCARGO:

GALCOWOOD LOGÍSTICA, S.L.

ABRIL DE 2015

ÍNDICE

ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DEL ARROYO DE VALLEGRANDE 4
DOCUMENTO I.- MEMORIA 4
1. Introducción 4
1.1. Autor del Encargo 4
1.2. Objetivos 4
1.3. Estructura del Estudio 4
2. Estudio Hidrológico 5
2.1. Situación Geográfica y Área Objeto de Estudio 5
2.2. Datos de Partida 5
2.3. Metodología General 6
2.4. Descripción de las Cuencas de Estudio 6
2.5. Cálculo de Caudales 8
2.5.1. Metodología Empleada 8
2.6. Cálculos y Dimensionamiento 8
3. Estudio Hidráulico 21
3.1. Introducción 21
3.2. Descripción Morfológica de la Zona de Estudio 21
3.3. Modelado Hidráulico del Arroyo 27
3.3.1. Modelo Digital del Terreno 27
3.3.2. Selección del Modelo Hidráulico 27
3.3.3. Ecuaciones del Modelo en Régimen Permanente 28
3.3.4. Pérdidas de Energía 31
3.3.5. Modelado de estructuras en Hec-Ras 34
3.3.6. Condiciones de contorno 35
3.4. Análisis, Resultado y Diagnóstico de la Situación Actual 35
3.4.1. Geometría del modelo 35
3.4.2. Representación de los Resultados 36
3.4.3. Mapas de Inundación 38
3.4.4. Análisis de resultados del Modelo 39
4. Conclusiones 42
DOCUMENTO II.- PLANOS 44
ANEXO I.- RESULTADOS 45

ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DEL ARROYO DE VALLEGRANDE

DOCUMENTO I.- MEMORIA

1. Introducción

1.1. Autor del Encargo

Se formula el presente estudio por encargo de GALCOWOOD Logística, S.L. con CIF: B84321819 en virtud del contrato suscrito entre el cliente y la mercantil EQUIPO REDACTOR MALT S.L.

1.2. Objetivos

Se redacta el presente documento, para el estudio hidrológico e hidráulico de un tramo de 357m del Arroyo de Vallegrande en el Término Municipal de Seseña y el arroyo tributario al sur de éste con los objetivos de:

- Definir los Mapas de inundación de cada uno de los periodos de retorno solicitados. 5, 100 y 500 años.
- Delimitación de la Zona de Flujo Preferente siguiendo el Real Decreto 9 /2008, de 11 de enero, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobad por Real Decreto 849/1986 de 11 de abril.

1.3. Estructura del Estudio

Para alcanzar estos objetivos el presente documento se ha estructurado de la siguiente forma.

- Apartado 1: Introducción, donde se definen los objetivos a alcanzar y se estructura el documento.
- Apartado 2: Estudio hidrológico donde se calculan los caudales que circulan por el rio para cada periodo de retorno, los cuales van a alimentar al modelo hidráulico.
- Apartado 3: Estudio hidráulico del río. En base a los caudales se calculan las velocidades y el nivel en cada punto del rio.
- Apartado 4: Resultados. Los resultados de velocidad y nivel del modelo hidráulico se integran en el modelo digital del terreno para definir las manchas o llanuras de inundación así como la Zona de Flujo Preferente.

2. Estudio Hidrológico

2.1. Situación Geográfica y Área Objeto de Estudio

La zona de estudio se encuentra dentro del término municipal de Seseña.

El término municipal de Seseña se encuentra en la provincia de Toledo, en la Comunidad de Castilla la Mancha, limítrofe con la Comunidad de Madrid, y situado unos 36 km al norte de la capital. El término municipal tiene una superficie aproximada de 72,68 km² y el núcleo urbano se encuentra a una altitud de 598m.

Limita con los términos municipales Ciempozuelos, Valdemoro, Aranjuez, Esquivias y Borox.

La cuenca del Arroyo de Vallegrande, objeto del presente estudio se encuentra al este de la autovía A-4, y al sur del límite con el término municipal de Ciempozuelos.

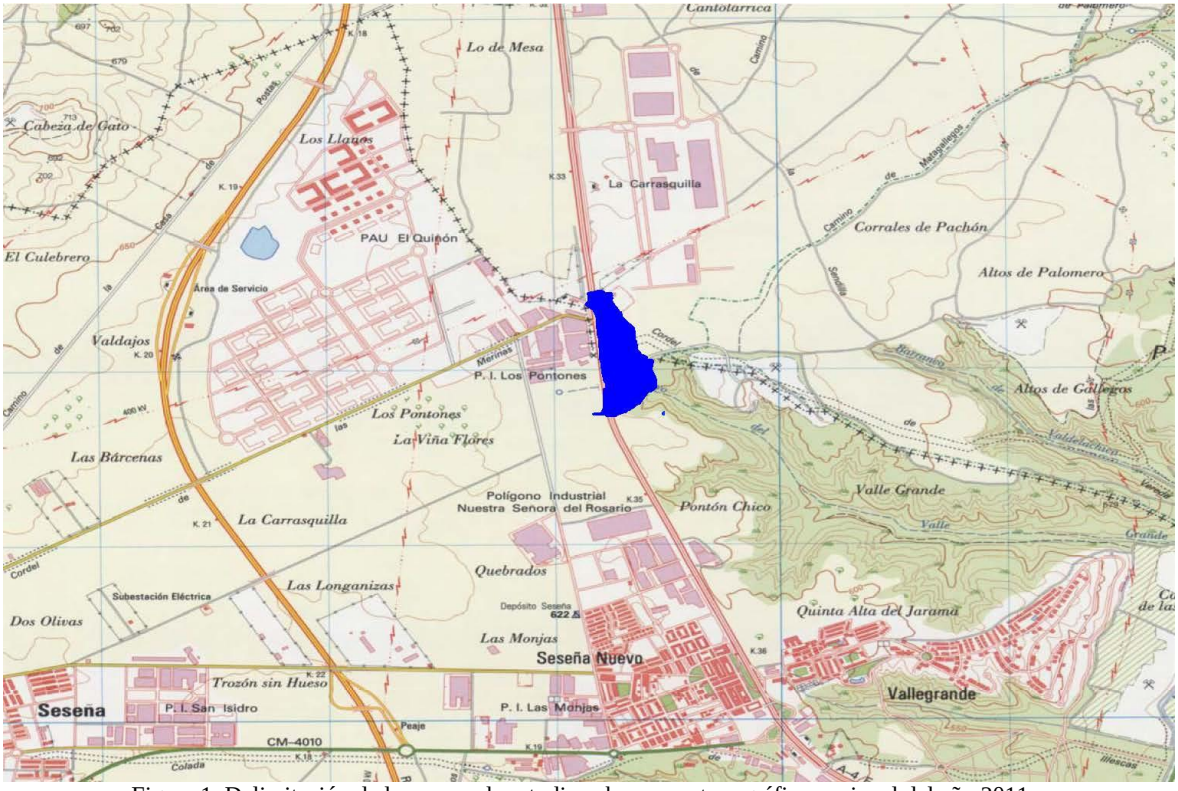


Figura 1. Delimitación de la cuenca de estudio sobre mapa topográfico nacional del año 2011. .

2.2. Datos de Partida

Para la construcción del Modelo Digital del Terreno se han integrado datos de cartografía de diferentes escalas con datos de topografía de detalle del cauce (trabajos taquimétricos).

- Topografía de detalle del arroyo, realizada en febrero de 2015 por TOPOTERRA S.L..
- LIDAR 5x5m: Modelo Digital del Terreno con una malla de 5x5 m del ámbito de estudio, obtenida a través del Instituto Geográfico Nacional.

2.3. Metodología General

Los pasos seguidos para el desarrollo del siguiente estudio son los siguientes:

- Identificación de las cuencas vertientes asociadas al tramo de estudio.
- Cálculo de las escorrentías generadas por los diferentes tipos de suelo presentes en la cuencas consideradas.
- Cálculo de los caudales de aguas pluviales, obtenidos a partir de la estimación de un tiempo de concentración asociado a cada una de las cuencas consideradas para los respectivos períodos de retorno de 5, 100 y 500 años.

*
Para la estimación de los caudales se ha empleado el Método Racional, desarrollado en la Instrucción de Carreteras 5.2-IC "Drenaje superficial" (Orden de 14 de mayo de 1990 del Ministerio de Obras Públicas y Urbaismo).

2.4. Descripción de las Cuencas de Estudio

La zona de estudio está conformada por un tramo de 357 m de longitud del Arroyo de Vallegrande, que desemboca aguas abajo en el Canal del Jarama por su margen derecha, y por otro arroyo, afluente del anterior, que discurre al sur de éste en sentido oeste-este. A este último arroyo lo llamaremos en este Estudio Hidrológico, "Arroyo Sur

La cuenca que forma el tramo de estudio del arroyo Vallegrande tiene una superficie de 0.13 Km^2, con una longitud máxima de flujo de 0.94 Km y una pendiente media de 0.043 m/m. La cuenca de estudio se encuentra dividida entre el Municipio de Seseña, y el de Ciempozuelos al norte.

Asimismo se considera un subcuenca correspondiente al "Arroyo Sur", con una superficie de 0,037 Km^2 con una longitud máxima de flujo de 0,35 Km y una pendiente media de 0.044 m/m. La cuenca de estudio se encuentra incluida en su totalidad en el término municipal de Seseña.

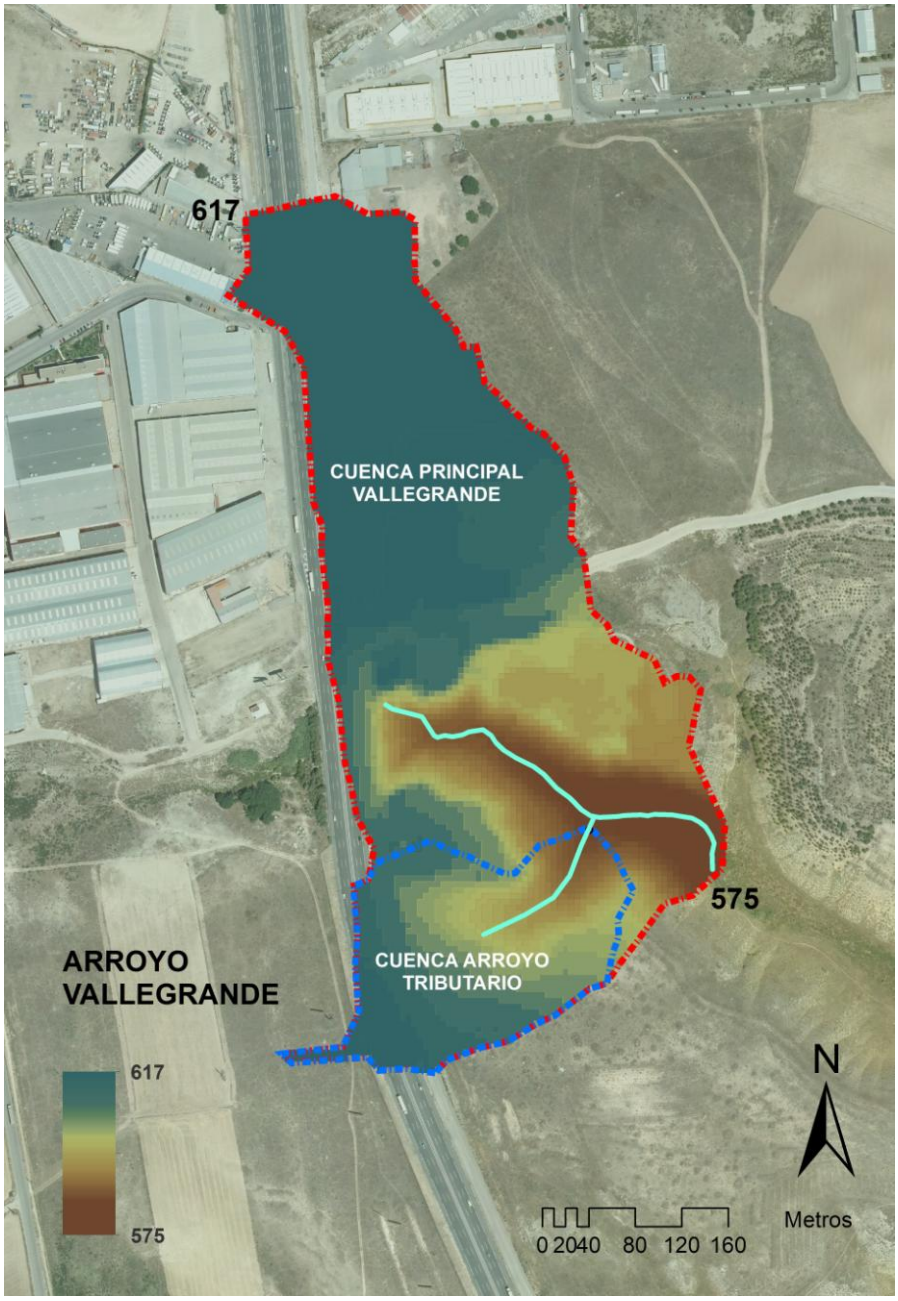


Figura 2. Delimitación sobre ortofoto de las cuencas de estudio. Fuente: Elaboración Propia

2.5. Cálculo de Caudales

2.5.1. Metodología Empleada

Se consideran dos posibles metodologías básicas para el cálculo de caudales pluviales correspondientes a la cuenca del tramo de estudio del "Arroyo Vallegrande" y su tributario denominado "Arroyo Sur", crecida o avenida de diseño:

- Análisis estadístico de caudales de crecida, a partir de datos registrados en estaciones de aforo o similares, instaladas en el cauce objeto de estudio.
- Cálculo hidrometeorológico de caudales, a partir de datos de precipitación registrados en la cuenca hidrográfica y sus inmediaciones.

La ausencia de estaciones de aforo o instrumentación de control de caudales en el "Arroyo Vallegrande", principal objeto de estudio, impide el análisis estadístico de caudales por lo que se optará por las técnicas de cálculo hidrometeorológico.

Por tanto, el cálculo del caudal de pluviales de los cauces de estudio, se ha realizado empleando el Método Hidrometeorológico (método racional) y, concretamente, la modificación de Témez (1991) para su aplicación a cuencas de hasta 3.000 km² y tiempos de concentración entre 0,25 y 24 horas. Introduce en la fórmula un coeficiente de uniformidad de la precipitación (K) que puede calcularse en función del tiempo de concentración y la aplicación del factor reductor por área (K_A ; Témez, 1987) en la estimación de la intensidad. Está recogido en la vigente instrucción de carreteras 5.2-IC "Drenaje Superficial" (M.O.P.U. 1990).

2.6. Cálculos y Dimensionamiento

Se relaciona el caudal de aguas pluviales producido con la intensidad media de precipitación, la superficie de la cuenca de estudio y la escorrentía de esa superficie según el uso al que esté destinada.

Como se mencionaba anteriormente, los caudales de avenidas se calculan empleando el método racional, que viene dado por la expresión:

$$Q = \frac{C \cdot A \cdot I_t}{K} \quad \textbf{(1)}$$

Siendo:

Q (m³/s)= máximo caudal posible en el período de retorno considerado.

C (adimensional) = coeficiente medio de escorrentía.

A (km²) = área de la cuenca.

It (mm/h) = intensidad media de precipitación correspondiente al período de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración.

K = coeficiente que depende de las unidades en que se expresen Q y A. En este caso en concreto, su valor es de 3,6.

Intensidad de lluvia:

La intensidad media se obtiene de acuerdo con la fórmula:

$$I_t = I_d \cdot \left(\frac{I_1}{I_d}\right)^{\frac{28^{0,1} - t^{0,1}}{28^{0,1} - 1}}$$

Donde:

I_d[mm/h]: Intensidad media diaria de precipitación correspondiente al periodo de retorno. Es igual a $P_d/24$, siendo $P_d$la precipitación total diaria correspondiente al periodo de retorno, que se obtiene de la publicación *Máximas lluvias diarias en la España Peninsular* del Ministerio de Fomento.

I_1 [mm/h]: Intensidad horaria de precipitación para el periodo de retorno. La razón I_1/I_d se toma de la figura 2.2 de la Instrucción 5.2-IC, y para la zona de actuación toma un valor igual a 10

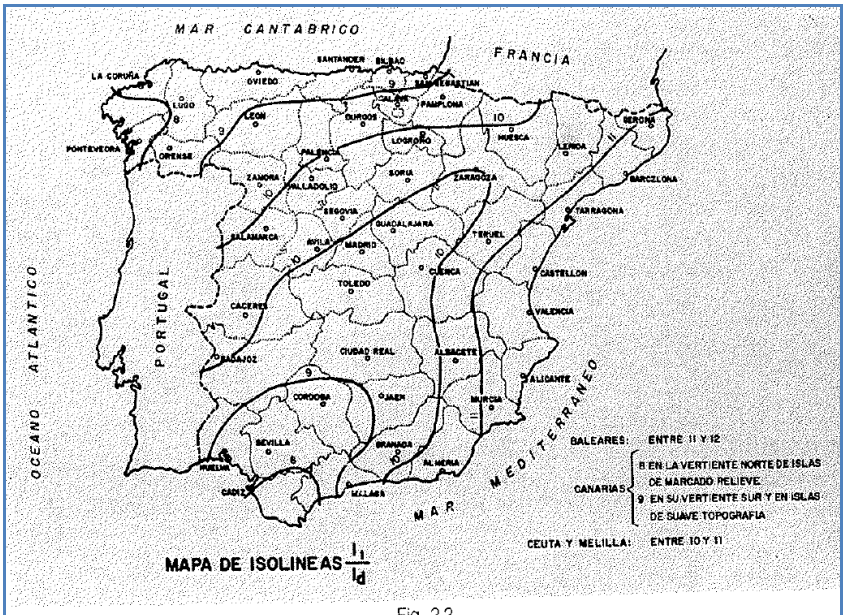


Fig. 2.2

Fig 3. Mapa de Isolíneas

t [h]: duración del intervalo al que se refiere la intensidad de lluvia, que se tomará igual al tiempo de concentración y, de acuerdo con el punto 2.4 de la Instrucción 5.2-IC *"…en el caso de la plataforma de la carretera y de los márgenes que a ella vierten… si el recorrido del agua sobre la superficie fuera menor de 30m, se podrá considerar que el tiempo de concentración es de 5 minutos*"

Las lluvias diarias previstas para se obtienen de la publicación *Máximas lluvias diarias de la España Peninsular* del Ministerio de Fomento. Según esta publicación la zona de actuación se sitúa en (de acuerdo con la imagen adjunta de la Fig. 4) en la zona de:

Valor medio de la precipitación máxima anual:

$\mathbf{P_d}$ = 38 mm

Coeficiente de variación:

$\mathbf{C_v}$ = 0,34

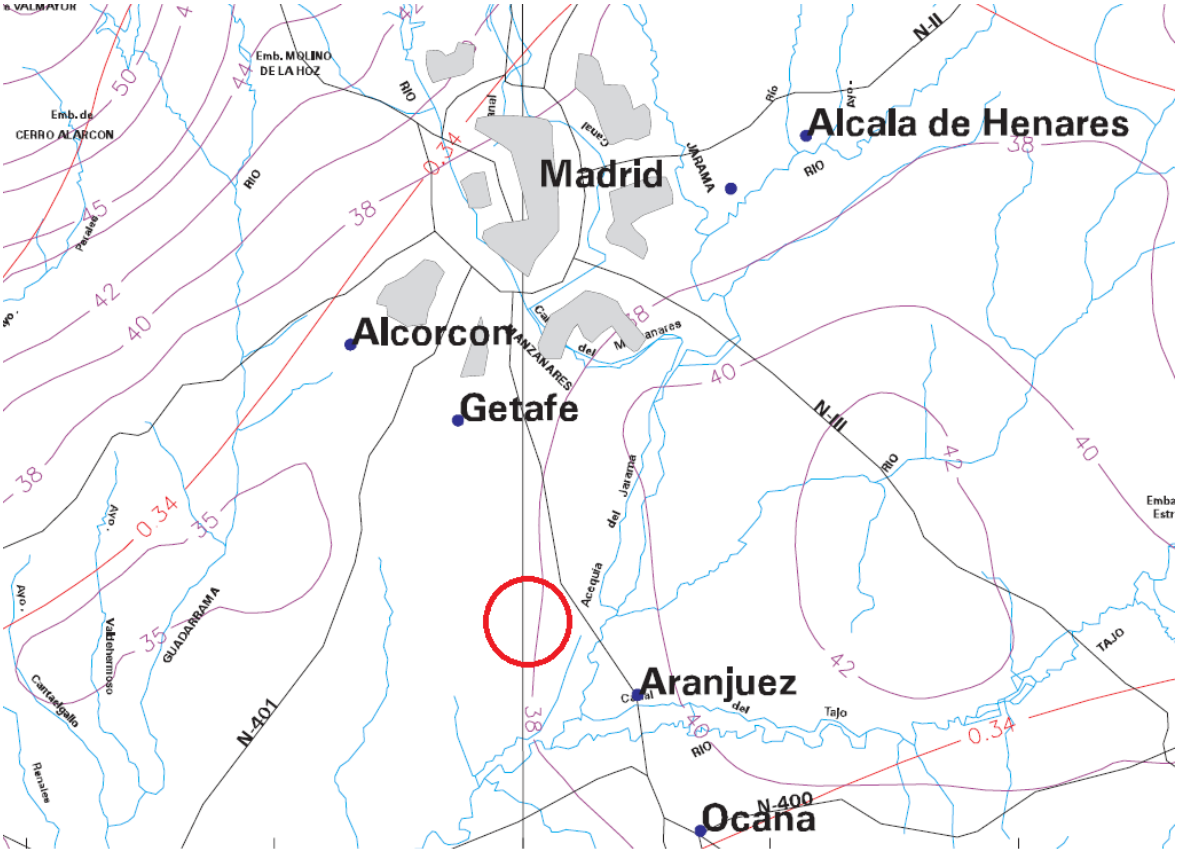


Fig 4. Mapa de Isolíneas.Fuente: *Máximas lluvias diarias en la España Peninsular*

El coeficiente C_v permite obtener el cuantil "Y_t", que multiplicado por el valor de P_d proporciona la precipitación máxima diaria para el periodo de retorno considerado.

Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular 13

	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
C_v	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	1.717	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).

Fig 5. Tabla de Cuantiles según períodos de retorno. Fuente: *Máximas lluvias diarias en la España Peninsular*

Por tanto, las lluvias diarias consideradas y su intensidad media serán:

5 años:	$Y_5 = 1{,}209$	$P_d = 39 \cdot 1{,}209 = 46$ mm	$I_d = 46/24 = 1{,}971$ mm/h
100 años:	$Y_{100} = 2{,}174$	$P_d = 39 \cdot 2{,}174 = 83$ mm	$I_d = 83/24 = 3{,}658$mm/h
500 años:	$Y_{500} = 2{,}785$	$P_d = 39 \cdot 2{,}785 = 106$ mm	$I_d = 106/24 = 4{,}525$ mm/h

El siguiente parámetro a tener en cuenta es el **tiempo de concentración,** que se corresponde con el tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del caudal de equilibrio, o lo que es lo mismo, el tiempo que tarda el agua en pasar del punto más alejado de la cuenca hasta la salida de la misma.

Según la instrucción 5.2-IC "Drenaje Superficial", se calcula según la siguiente expresión:

$$t = 0{,}3 \cdot \left(\frac{L}{J^{0.25}} \right)^{0.76} \quad \textbf{(2)}$$

Siendo:

t (h) = tiempo de concentración.

L (km) = longitud del cauce principal.

J (mm) = pendiente media.

Para el cálculo del tiempo de concentración se han tenido en cuenta los datos relativos a las cuencas vertientes descritas en el apartado 2.4 del presente estudio, mostrándose los datos obtenidos en el siguiente cuadro:

CUENCA VERTIENTE	PENDIENTE MEDIA (m/m)	LONGITUD (km)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (h)
Cuenca Natural Arroyo Vallegrande	0,043	0,94	0,52
Cuenca Natural "Arroyo Sur"	0,044	0,32	0,23

A partir de estos valores se ha obtenido la **Intensidad Media de Precipitación** (It) para la estimación de los caudales de referencia de cada una de las subcuencas vertientes correspondientes al presente estudio, que con una duración correspondiente al tiempo de retorno, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$\frac{I_t}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1} - t^{0,1}}{28^{0,1} - 1}} \quad \textbf{(3)}$$

$$I_d = \frac{P_d}{24} \quad \textbf{(4)}$$

Siendo:

It (mm/h) = intensidad de lluvia o intensidad media de precipitación.

Id (mm/h) = intensidad media diaria de precipitación. Se obtiene mediante la expresión (4).

Pd (mm) = precipitación máxima diaria correspondiente al período de retorno considerado.

I_1 (mm/h) = intensidad horaria de precipitación. Se calcula mediante el mapa de isolíneas, correspondiendo el valor obtenido a I_1/Id.

t (h) = duración del intervalo de precipitación. Equivalente al tiempo de concentración.

Conociendo Pd obtenida anteriormente para los períodos de retorno considerados, se ha podido calcular Id mediante la expresión (4). Además, según el mapa de isolíneas de la Península Ibérica, I_1/Id=10, con lo que se puede obtener el valor de I_1. Una vez conocidos todos estos datos, se puede obtener la Intensidad Media de Precipitación mediante la expresión (3).

Fig 6. Mapa de Isolíneas del coeficiente I_1/Id. Fuente: Instrucción 5.2-IC del MOPU

PERÍODO DE RETORNO	Pd (mm)	Id (mm/h)
5 años	46	1,922
100 años	83	3,442
500 años	106	4,410

Intensidad Media de Precipitación:

CUENCA VERTIENTE	t(h)	It_5 (mm/h)	It_{100} (mm/h)	It_{500} (mm/h)
Cuenca Natural Arroyo Vallegrande	0.52	27,78	49,74	63,72
Cuenca Natural "Arroyo Sur"	0,23	42,75	76,55	98,06

Otro parámetro a tener en cuenta es el "**Coeficiente de Escorrentía**", que representa la fracción de lluvia que no se infiltra en el terreno y que, por lo tanto, discurre por la superficie de la cuenca de estudio. Depende del porcentaje de permeabilidad del suelo que se establece en función del uso al que esté destinado, de tal modo que la proporción de lluvia que alcanzará los drenajes dependerá de este valor, del período de retorno considerado, así como de la precipitación total diaria.

Coeficientes de Escorrentía:

Para la estimación de los coeficientes de escorrentía aplicables a la cuenca natural de los arroyos se considerará, quedando en el lado de la seguridad, un umbral de escorrentía de acuerdo con los valores propuestos por la Instrucción 5.2-IC para pastizal con pendiente del 2-7%, tomando los siguientes valores:

	T 5años	T 100años	T 500años
C	0,36	0,49	0,58

Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional.

	Período de retorno (años)						
Característica de la superficie	**2**	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**	**500**
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto / techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50 % del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de la tabla son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas. Utilizada con Autorización.

Tabla C-1. Tabla de valores de coeficientes de escurrimiento C

A partir de todos los datos calculados anteriormente, estamos en disposición de poder calcular los caudales correspondientes a las cuencas objeto del presente estudio para los períodos de retorno considerados, cuyos resultados se muestran en la siguiente tabla:

Caudales asociados a las cuencas consideradas:

CUENCA VERTIENTE	Q_5 (l/s)	Q_{100} (l/s)	Q_{500} (l/s)
Cuenca Natural Arroyo Vallegrande	0,360	0,878	1,332
Cuenca Natural "Arroyo Sur"	0,158	0,358	0,583

Del trabajo de campo realizado, se ha detectado la presencia de dos tuberías de hormigón, procedentes de la EDAR "El Quiñón" con un Ø de 800 mm que vierten actualmente sobre cabecera del arroyo, , y que son las que aportan, el caudal existente en el mismo:

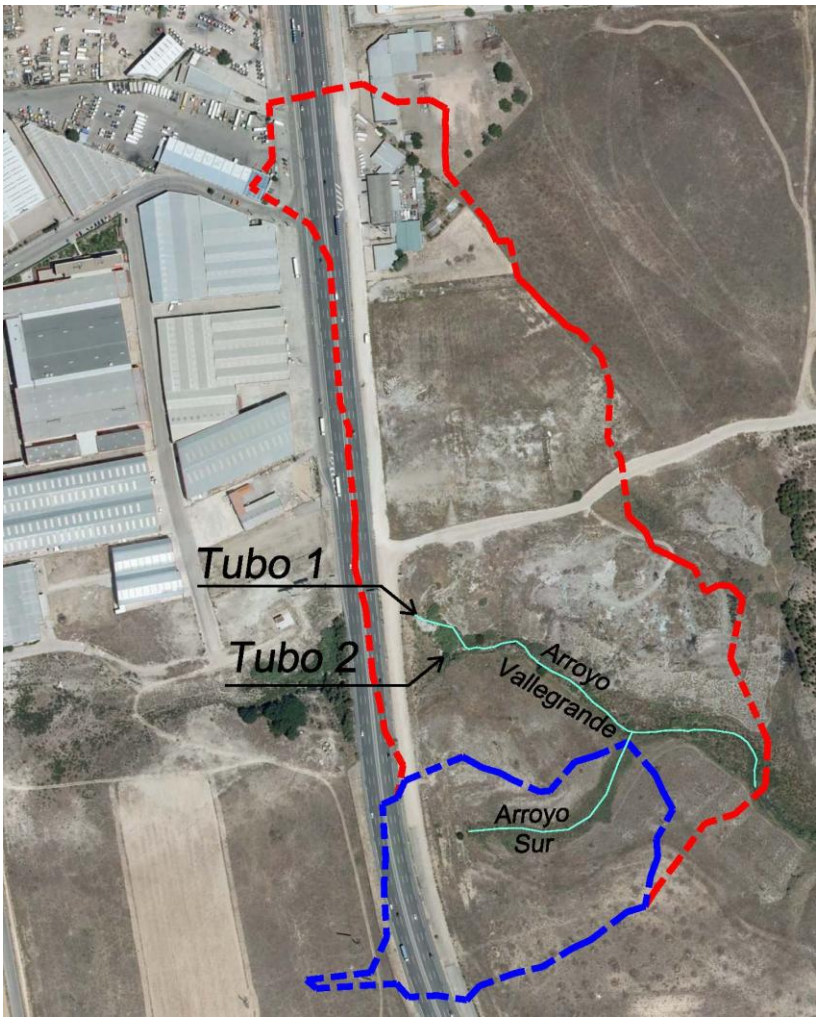


Fig 8. Ubicación de tuberías de vertido. Fuente: elaboración propia

El caudal es aportado por las mencionadas tuberías en la parte alta de arroyo, .de modo que el agua se va filtrando a lo largo del terreno, y desaparece aguas abajo, tal y como se muestra en el siguiente reportaje fotográfico:

Imagen -. Tubería 1 ubicada en la cabecera del Arroyo

Imagen -. Cauce existente en la parte alta del arroyo

Imagen -.Tubería 2 ubicada en la cabecera del arroyo

Imagen -. Zona donde el cauce se infiltra en el terreno

Imagen -. Zona situada aguas abajo donde el cauce desaparece

Del anterior reportaje fotográfico se deduce que por las características morfodinámicas del tramo de estudio, se trata de un arroyo de carácter estacional, y por el que sólo discurrirá un cauce en aquellas situaciones correspondientes a los períodos de máximas avenidas, tal y como se demostrará en el consiguiente estudio hidráulico del presente documento.

Asimismo, y para ir de la mano de la seguridad, además del propio caudal correspondiente a las cuencas asociadas obtenido mediante el método racional aplicado a los tramos del presente estudio, se considerarán los caudales aportados por las dos tuberías situadas en la cabecera del arroyo, de modo que se aplicará la fórmula de *Manning* para calcular el caudal que es capaz de evacuar cada tubería:

$$Q=\frac{1}{n}\cdot S\cdot R^{2/3}\cdot J^{1/2} \quad \textbf{(1)}$$

Siendo:

Q (m^3/s) = Caudal evacuado.

n (adimensional)= Coeficiente de rugosidad de Manning, para el PVC y hormigón toma valores 0,009 y 0,012, respectivamente (en este caso se tomará el valor 0,012).

S (m^2) = Superficie de la sección transversal de la tubería.

R (m) = Radio hidráulico.

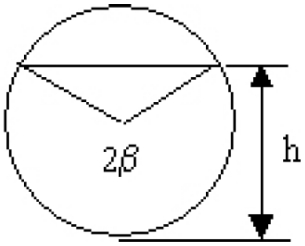
J (m/m) = Pendiente de la línea de carga.

Como caudal de diseño de aguas residuales se toma el caudal de sección llena dividido entre 0,5 como consecuencia de la ventilación necesaria en las redes de saneamiento, y en las pluviales por 0,8.

Se establece la velocidad real para secciones circulares, con base en la tabulación de *Thormann-Franke* mediante las siguientes ecuaciones:

$$\frac{Q_{real}}{Q_{Secc.llena}} = \frac{(2\beta - sen2\beta)^{13/8}}{9{,}69(\beta + \gamma sen\beta)^{5/8}}$$

$$\frac{v_{real}}{v_{Secc.llena}} = \left[\frac{2\beta - 2sen2\beta}{2(\beta + \gamma sen\beta)}\right]^{5/8}$$



Siendo:

V_{real} (m/s) = Velocidad media a sección parcialmente.

Q_{real} (l/s) = Caudal a sección parcialmente.

Vsecc. llena (m/s) = Velocidad media a sección llena.

Qsecc. llena (l/s) = Caudal a sección llena.

2β (rad) = Arco de la sección mojada.

η = h/d = Relación entre la altura de lámina de agua y el diámetro interior (a sección llena η=1)

γ = Coeficiente experimental de Thormann para tener en cuenta el rozamiento entre el líquido y el aire del interior del conductor.

Por lo que considerando una ventilación de 0,8 y un diámetro de1000m para cada una de las tuberías, el caudal aportado en la cabecera del arroyo de Vallegrande se considerará el siguiente valor:

Ø TUBERÍA(mm) Hormigón (n=0,012)	Pendiente	Q sección llena (l/s)	80% (ventilación)
800	1,00	1.238,32	990,65

Por lo que el caudal correspondiente a considerar como aportado por las tuberías en la cabecera del arroyo, será el siguiente:

990,65 l/s x 2 tuberías = 1.981 l/s

Como se mencionaba anteriormente, y para ir de la mano de la seguridad, se considerarán para el estudio hidráulico, los caudales que se muestran en la siguiente tabla:

CUENCA VERTIENTE	Q_5 (m^3/s)	Q_{100} (m^3/s)	Q_{500} (m^3/s)
Cuenca Natural Arroyo Vallegrande + Aporte Tuberías	2,341	2,859	3,312
Cuenca Natural "Arroyo Sur"	0,158	0,358	0,583

3. Estudio Hidráulico

3.1. Introducción

El presente estudio tiene por objeto determinar la capacidad hidráulica de los tramos considerados, tanto para el arroyo de Vallegrande como para el "Arroyo Sur", y obtener los mapas de peligrosidad y la zona de flujo preferente correspondientes al tramo de estudio considerado.

3.2. Descripción Morfológica de la Zona de Estudio

La zona de estudio estaría compuesta por un tramo de 357m de longitud correspondiente al Arroyo de Vallegrande, y un tramo de 167m del arroyo tributario de éste por el sur, que hemos denominado "Arroyo Sur". A continuación se muestran los coordenadas de inicio y fin de cada tramo:

	X	Y
Arroyo Vallegrande Inicio Tramo	444152,189	4441744,683
Arroyo Vallegrande Fin Tramo	444431,087	4441603,562
Arroyo Sur Inicio Tramo	444206,368	4441571,389
Arroyo Sur Fin Tramo	444329,427	4441649,147

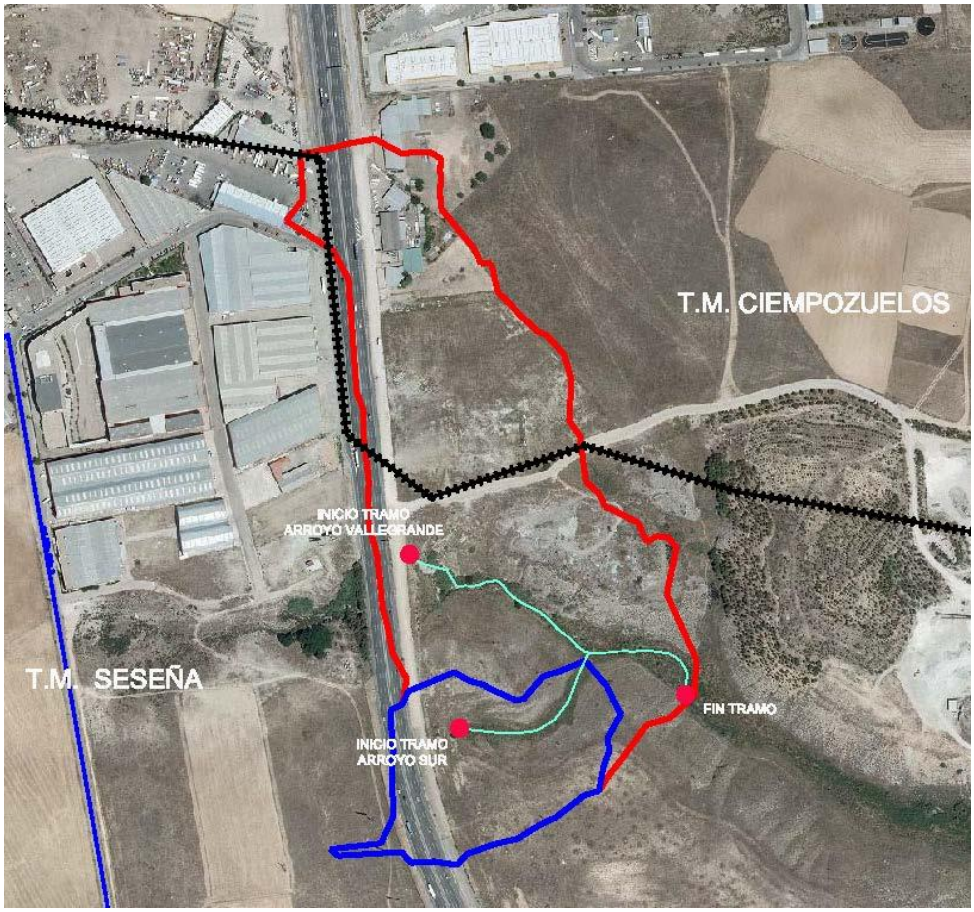


Fig 9. Tramos definidos para el modelado hidráulico. Fuente: elaboración propia.

Arroyo Vallegrande

Desde el punto de vista morfodinámico, el tramo principal del "Arroyo de Vallegrande" objeto del presente estudio se puede considerar caracterizado por una topografía de pendientes abruptas alcanzando su cota más elevada en la cota 602,50m, discurriendo en sentido oeste-este, y alcanzando la cota más baja a 578.50m..

Se trata de un arroyo estacional, con una pendiente muy pronunciada en su tramo inicial (75m) de 0,203 , y una pendiente mucho más suave en su parte baja(280m) de aproximadamente 0,038 de carácter esporádico, que se encuentra seco la mayor parte del año y que discurre en cauce natural en situaciones de precipitaciones intensas.

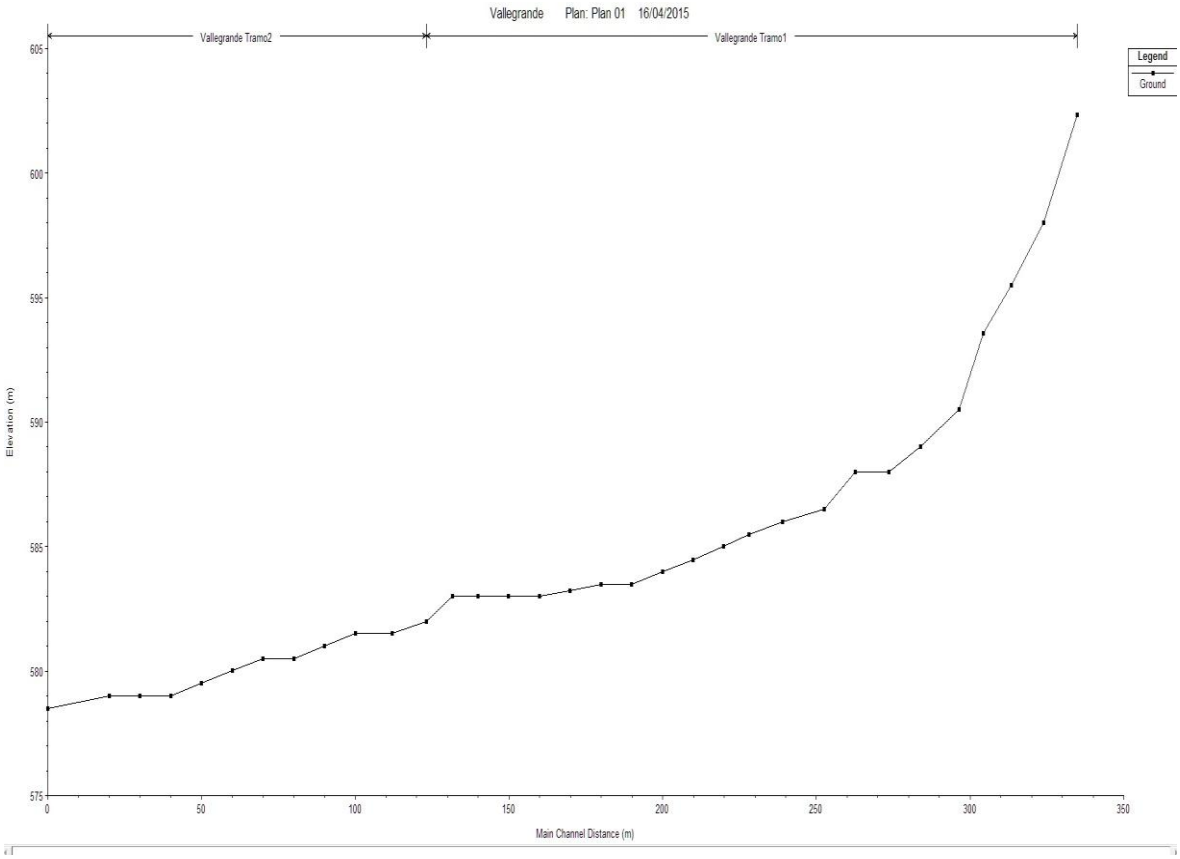


Fig 10. Perfil longitudinal del tramo de arroyo de Vallegrande objeto de estudio

Tal y como se observa en las siguientes figuras, el "Arroyo de Vallegrande" se encuentra bien encauzado y cuenta con una llanura de inundación bien definida con una anchura de entre 25 y 30 metros.

Se trata de un arroyo estacional que permanece seco la mayor parte del año, sin peligro de inundabilidad para los períodos tormentosos correspondientes a las máximas avenidas.

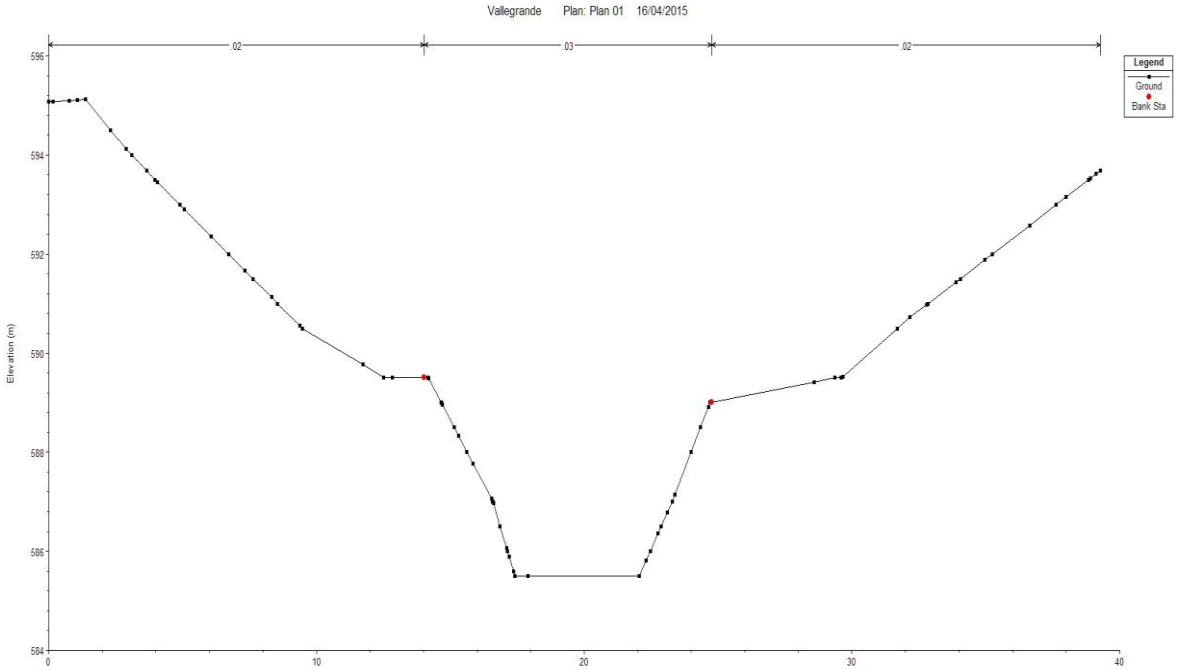


Fig 11. Perfil transversal del "Arroyo de Vallegrande en la parte alta de su cauce para el PK 0+105 según el modelo HecRas

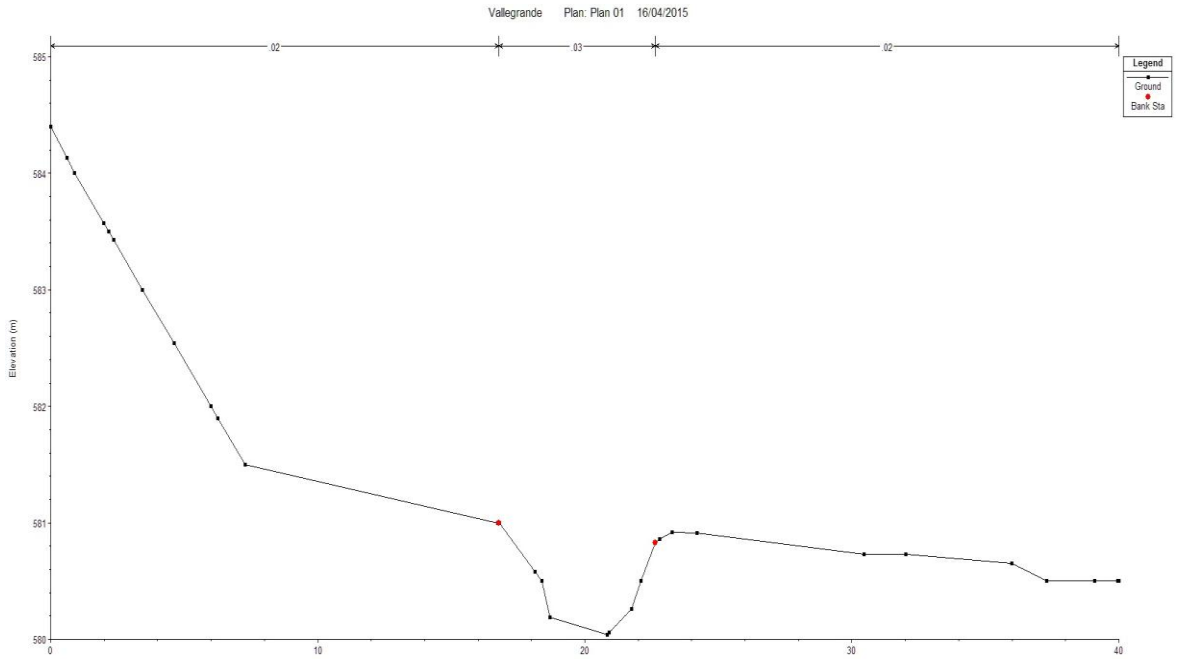


Fig 12. Perfil transversal del "Arroyo de Vallegrande" en la parte baja de su cuenca, para el PK 0+290 m. según el modelo HecRas.

Arroyo Sur

Desde el punto de vista morfodinámico, el tramo correspondiente al "Arroyo Sur" objeto del presente estudio se puede considerar caracterizado por una topografía de pendientes abruptas alcanzando su cota más elevada en la cota 608,91m, discurriendo en sentido oeste-este, y alcanzando la cota más baja a 585.58m.

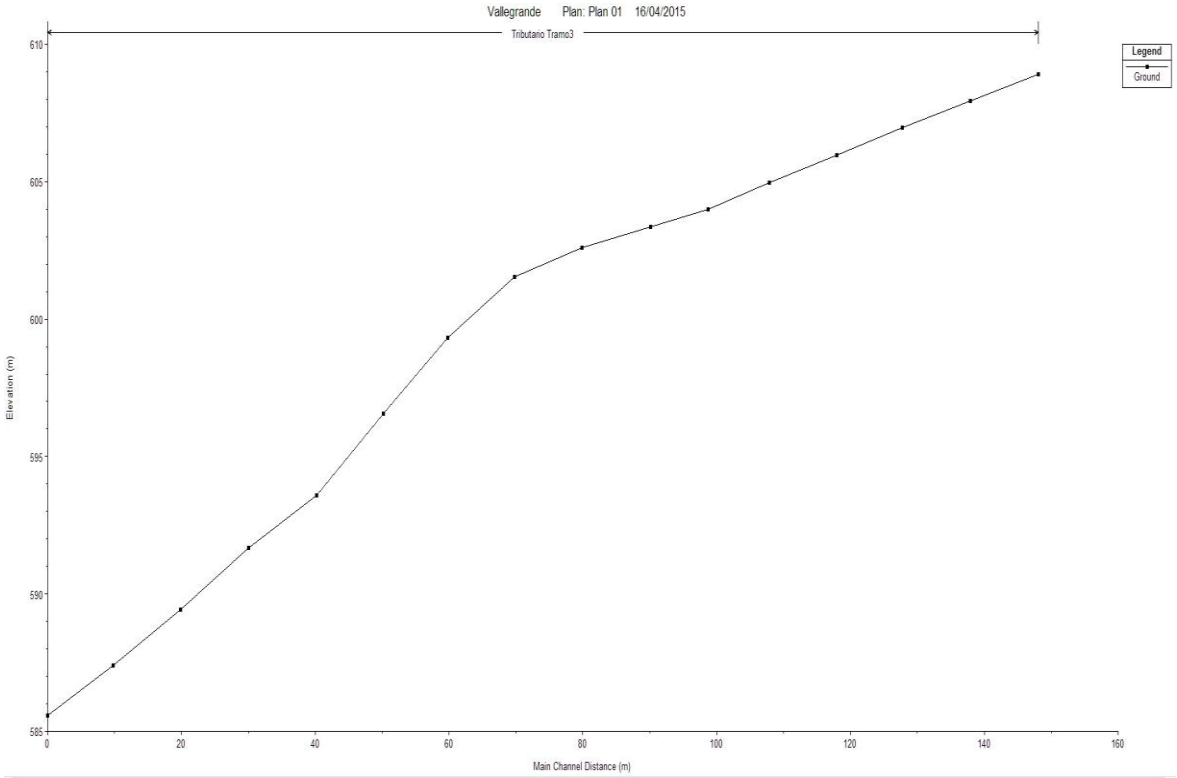


Fig 13. Perfil longitudinal del tramo de Arroyo Sur objeto de estudio

Se trata de un arroyo estacional, con una pendiente media muy pronunciada de 0,16 que se encuentra seco la mayor parte del año y que , a pesar de que presenta un cauce, no tan claramente definido como el anterior, tal y como se muestra en las siguientes imágenes, no presenta grandes desbordamientos en situaciones de precipitación intensas.

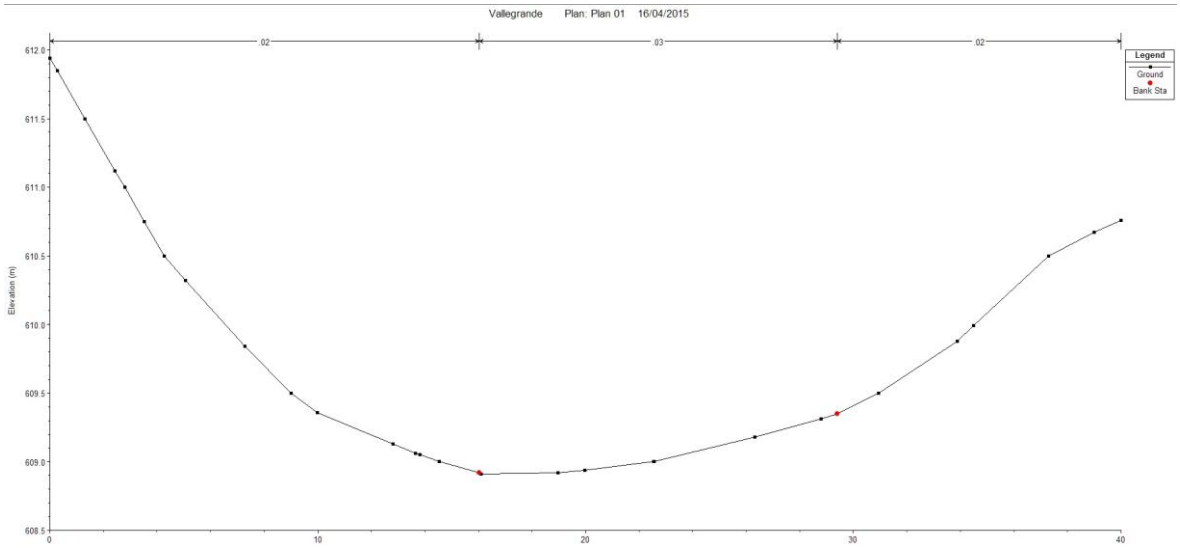


Fig 14. Perfil transversal del “Arroyo Sur" en la parte alta de su cauce para el PK 0+000 según el modelo HecRas

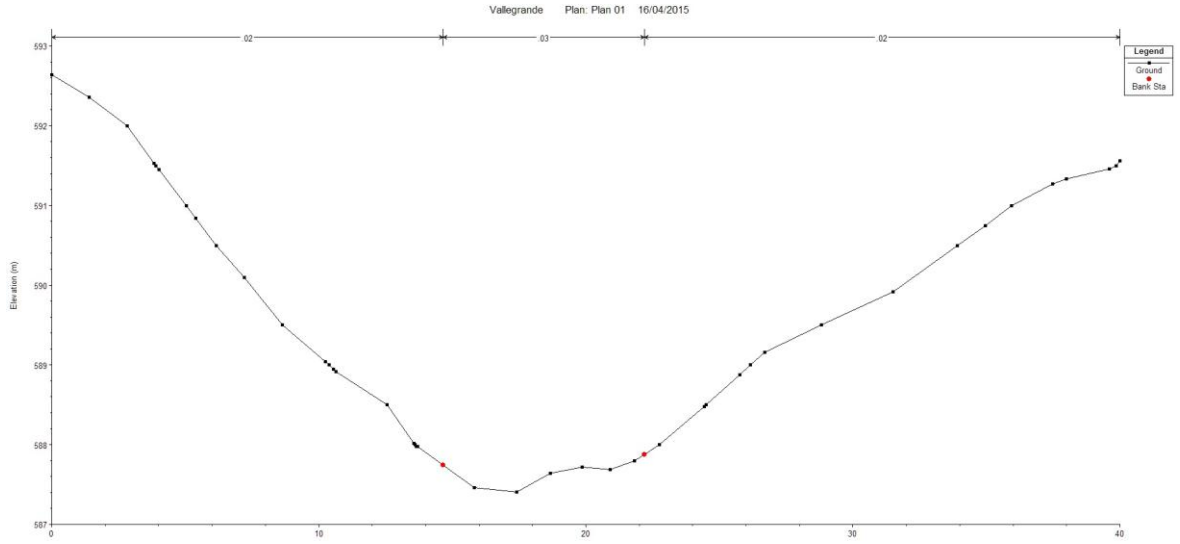


Fig 15 Perfil transversal del “Arroyo Sur” en la parte baja de su cuenca, para el PK 0+135 m. según el modelo HecRas.

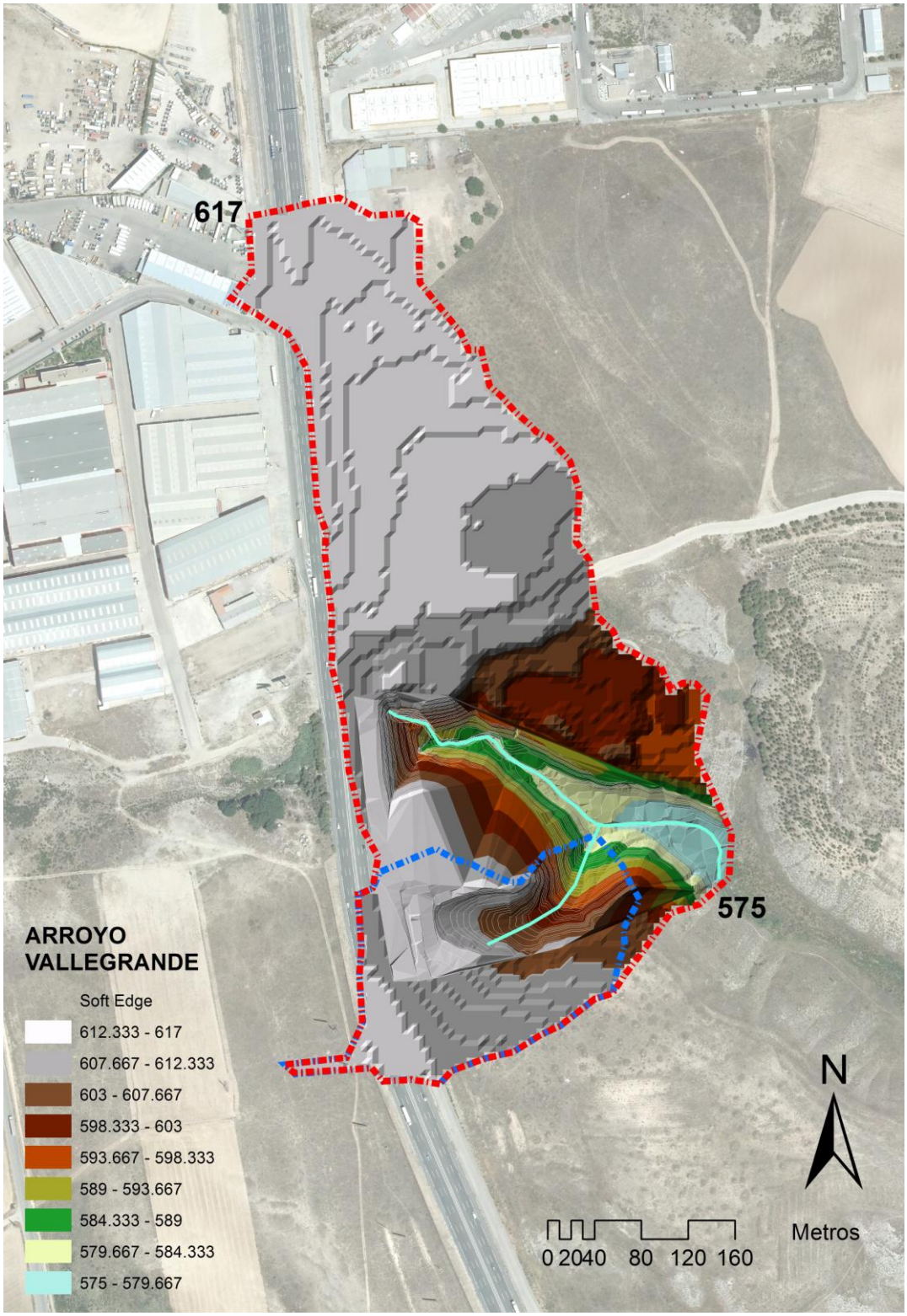


Fig 16 . Modelo Digital del Terreno (MDT) Empleado para el Estudio

3.3. Modelado Hidráulico del Arroyo

El modelo en *HEC RAS* requiere disponer del sistema que forma el río, mediante un esquema en planta que permita obtener las longitudes entre tramos que definen cada par de secciones transversales sobre el eje que forma el cauce.

3.3.1. Modelo Digital del Terreno

Los resultados del trabajo de topografía de campo se han integrado en el Lidar 5x5m del Instituo Geográfico Nacional, con el objetivo de general un Modelo Digital del Terreno que sirva de base para la formulación del Estudio Hidráulico.

El trabajo topográfico que sirve como punto de partida, fue volcado en programas de CAD mostrando datos significativos del punto obtenido en campo como, número o indicativo, cota y código atribuido. Con esta información se procedió a dibujar los principales elementos que configuran la geometría del río, es decir, los pies y cabezas, tanto de talud como de muro. De este modo, se configuran las principales líneas de rotura que configurarán el modelo del terreno.

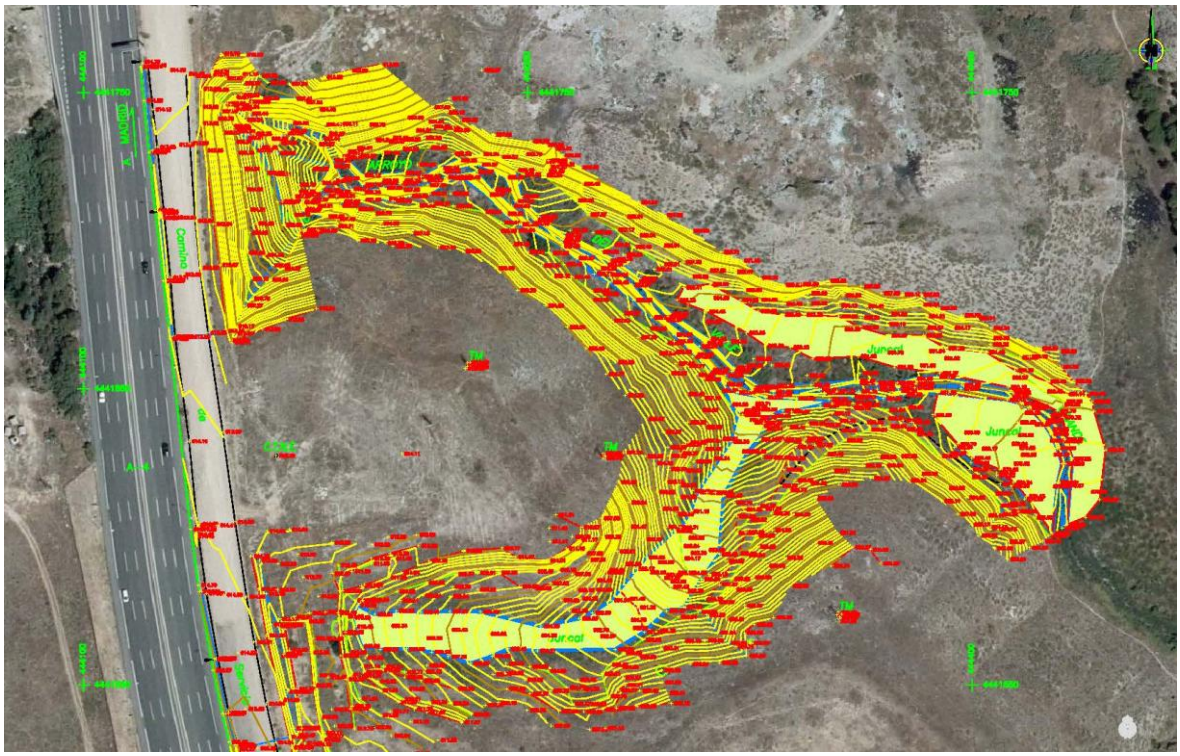


Fig 17. Topografía de detalle del cauce de “Arroyo de Vallegrande” dentro del ámbito de estudio.

3.3.2. Selección del Modelo Hidráulico

El cálculo de los niveles de avenida en un cauce real de geometría compleja, obliga a la utilización de modelos numéricos capaces de representar adecuadamente la hidráulica fluvial.

Entre las herramientas disponibles actualmente en el mercado, el modelo *HEC-RAS* (*Hydrologic Engineering Center-River Analysis System*) del USACE, es uno de los más habitualmente utilizados por organismos y empresas encargadas de la gestión de los ríos, por lo que sus resultados han sido ampliamente contrastados y además es de gratuita distribución y uso. Actualmente se trabaja con la versión 4.1.0 de enero de 2010.

3.3.3. Ecuaciones del Modelo en Régimen Permanente

Introducción

El flujo de agua se puede clasificar, desde el punto de vista temporal, en **"permanente"** o "**no permanente"**. Si el calado y la profundidad no varían con el tiempo, se considera que el régimen es permanente.

La situación real más frecuente es la de "régimen no permanente" pero, ante una situación de inundación, los parámetros de calado y profundidad varían lentamente. Ello permite que la asunción de este tipo de flujo sea prudente, sobre todo cuando se producen efectos de inundación y almacenamiento.

Desde el punto de vista espacial, es decir, en función de cómo varíe el régimen a lo largo del cauce, éste se clasifica en "**gradualmente variado"** o "**rápidamente variado"**. La mayoría de las situaciones se modelan partiendo de una situación en "régimen gradualmente variado". La situación en cauces de pequeñas presas, cambios de pendiente bruscos, estrechamientos bruscos del cauce, etc., pueden provocar situaciones de cambio de régimen repentinos con resaltos. Estas situaciones, corresponderían a un modelo de régimen rápidamente variado, sin embargo, aguas abajo de estos puntos se recupera un régimen gradualmente variado.

Régimen permanente

El "régimen permanente y gradualmente variado" es utilizado por la mayoría de los programas de cálculo de ríos. En todo caso, para poder utilizar este modelo se deben cumplir una serie de condiciones:

- El caudal punta no debe estar afectado por almacenamiento en el sistema fluvial, o bien el almacenamiento debe haber sido estudiado previamente en base a un Modelo Hidrológico aparte.
- El caudal y el calado punta se presentan de forma simultánea a lo largo de todo río, a pesar de que en la realidad el caudal punta se alcance durante un período limitado de tiempo en un tramo del río. En general, ello da lugar a resultados conservadores.

Las hipótesis básicas del modelo son:

- Régimen permanente: Los valores de las variables hidráulicas en cada sección no dependen del tiempo.
- Régimen gradualmente variado: Los valores de las variables hidráulicas varían de una sección a otra, si bien, al no existir cambios bruscos de las características hidráulicas, se supone que la distribución de presiones es hidrostática.
- Flujo unidimensional en sentido longitudinal: No se consideran componentes de la velocidad en dirección transversal ni vertical. La altura de la línea de energía es igual en todos los puntos de la sección.
- Pendiente moderada del cauce: Menor al 10% aproximadamente, debido a que la altura de presión se supone equivalente a la cota del agua medida verticalmente.
- Régimen único y fijo en cada tramo estudiado: Se supone que el régimen es lento (número de *Froude* menor que uno) o rápido (número de *Froude* mayor que 1), pero no se admite el cambio de régimen en el mismo tramo.

El procedimiento de cálculo que utiliza el modelo matemático creado por *HEC-RAS* se basa en la resolución de la **ecuación de la conservación de la energía o de la ecuación de la variación de la cantidad de movimiento** mediante un proceso iterativo que exponemos a continuación:

La ecuación de la conservación de la energía expresada en términos de energía por unidad de peso para el flujo que atraviesa dos secciones genéricas A1 y A2 supone la siguiente expresión:

$$\int_{A_1}\left[\left(Z_1+\frac{p_1}{\gamma}\right)+\frac{v_1^2}{2\cdot g}\right]=\int_{A_2}\left[\left(Z_2+\frac{p_2}{\gamma}\right)+\frac{v_2^2}{2\cdot g}\right]+h_e$$

siendo h_e las pérdidas de energía por unidad de peso entre las dos secciones consideradas, que presenta dos componentes: por un lado, la componente de fricción por pérdidas de carga continuas en el cauce; y por otro, las pérdidas de variación de la geometría de la sección (pérdidas de carga locales).

Al estar considerando un movimiento lentamente variado y la pendiente de lecho pequeña entonces:

$$\frac{p}{\gamma}=y\rightarrow z+y=cte$$

con lo que queda la ecuación de *Bernouilli*:

$$z_1+y_1+\alpha_1\cdot\frac{v_1^2}{2\cdot g}=z_2+y_2+\alpha_2\cdot\frac{v_2^2}{2\cdot g}$$

siendo:

z = cota del lecho en la sección considerada

y = calado en la sección considerada

v = velocidad media del flujo en la sección considerada

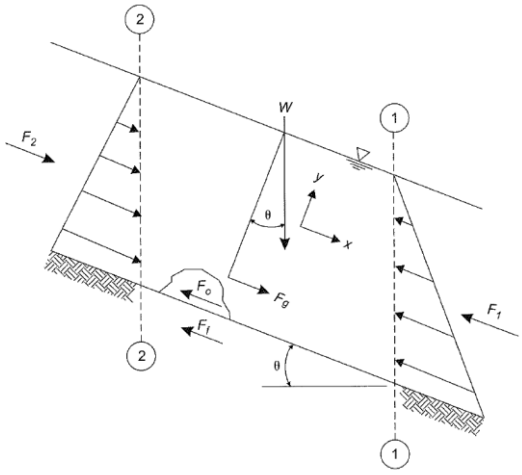
α = coeficiente de Coriolis en la sección considerada

h_e= pérdida de energía

Por otra parte, la segunda ley de *Newton* establece que la variación de la cantidad de movimiento por unidad de tiempo es igual a la resultante de las fuerzas exteriores que actúan sobre el elemento considerado:

$$\sum F_{ext}=F_{res}=m\cdot\frac{dv}{dt}$$

Se considera un elemento de flujo (volumen de control) limitado por secciones en las que el movimiento es lentamente variado y, por tanto, en ellas la ley de presiones es hidrostática. Debe destacarse que esta consideración (movimiento lentamente variado) se hace exclusivamente respecto a las secciones que limitan al volumen de control, lo que no implica que en su interior el movimiento sea lentamente variado:



Para aplicar la ecuación al volumen de control considerado:

Cantidad de movimiento transferida a través de la sección 1 en la unidad de tiempo,

$$\beta_1 \cdot (\rho \cdot v_1 \cdot A_1) \cdot v_1 = \beta_1 \cdot \rho \cdot Q \cdot v_1$$

Cantidad de movimiento transferida a través de la sección 2 en la unidad de tiempo,

$$\beta_2 \cdot (\rho \cdot v_2 \cdot A_2) \cdot v_2 = \beta_2 \cdot \rho \cdot Q \cdot v_2$$

Siendo, β el coeficiente de *Boussinesq*, ρ la densidad, A la superficie mojada y la v la velocidad media en la sección considerada.

La variación de la cantidad de movimiento por unidad de tiempo entre las secciones 1 y 2 será,

$$\rho \cdot Q \cdot (\beta_2 \cdot v_2 - \beta_1 \cdot v_1) \qquad [1]$$

Como fuerzas exteriores actúan,

$$F_r = \gamma \cdot (z_2 \cdot A_2 - z_1 \cdot A_1) + W \cdot sen\theta - F_f - F_0$$

$$F_r = F_2 - F_1 + W \cdot sen\theta - F_f - F_0 \qquad [2]$$

Siendo:

F1 , F2 = fuerzas hidrostáticas en las secciones de control

$W \cdot sen\theta$ = componente en la dirección del flujo del peso del agua

Ff = fuerza de rozamiento entre agua y cauce

Fo= fuerza debido a obstáculos en el cauce

Igualando los términos [1] y [2] se obtiene la ecuación que evalúa la variación de la cantidad de movimiento.

La aplicación de la ecuación de la conservación de la energía a diferencia de la anterior exige conocer la energía interna disipada por el volumen de control considerado, incluyendo tanto las pérdidas de carga continuas, consecuencia de la fricción con el cauce, como las locales. Por ello resulta especialmente útil la ecuación de la variación de la c.d.m. para cuando el movimiento del flujo es rápidamente variado.

HEC-RAS procede a calcular el perfil de la lámina de agua a lo largo del cauce, en régimen permanente a través del método del "paso estándar" o "paso a paso" mediante la ecuación de la conservación de la energía cuando el flujo es gradualmente variado y mediante la ecuación de la variación de la c.d.m cuando el régimen es rápidamente variado.

Cabe citar que para régimen permanente se puede realizar tres tipos de análisis según sea régimen lento, rápido o mixto. En función del elegido se introducen las condiciones de contorno necesarias. Posteriormente *HEC-RAS* resolverá mediante el método del "paso estándar" o "paso a paso" el cálculo del perfil a lo largo del cauce.

3.3.4. Pérdidas de Energía

Existen distintos tipos de coeficientes para evaluar la pérdidas de energía en el programa *HEC-RAS*: el coeficiente de *Manning*, que sirve para evaluar la pérdida de energía por fricción con el fondo, coeficientes de contracción/expansión para evaluar las pérdidas de energía por efecto de la transición o cambios en las secciones y los coeficientes de pérdidas de los puentes y obras de drenaje transversal (*culverts*), debidos a la forma del tablero del puente y las pilas, la presión del flujo y las condiciones de entrada y salida.

Coeficiente de rugosidad de *Manning*

En número de *Manning* representa la resistencia al flujo en ríos y llanuras de inundación. Valores de este coeficiente han sido tabulados por diversos autores desde los comienzos de la hidráulica de ríos y canales, *Chow* (1959), *Henderson* (1966), y *Streeter* (1971), entre otros. *Barnes* en 1967 presenta las fotografías y secciones transversales de ríos tipo para características los coeficientes de rugosidad.

Para la determinación del número de *Manning* o coeficiente de rugosidad, se va a utilizar el artículo titulado "Guía para la selección de los coeficientes de rugosidad de *Manning* para ríos y llanuras de inundación" (*Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains*), publicado por el *United States Geological Survey Water-G.J. Arcement, Jr. and V.R. Schneider, USGS*.

El USGS plantea la determinación de un valor de rugosidad a partir de un número base añadiendo valores de rugosidad en función del origen de dicho incremento de rugosidad. Los parámetros que pueden ser origen de aumento en la rugosidad son las variaciones en la sección transversal, las irregularidades en el cauce, las obstrucciones, la vegetación y la existencia de meandros.

Los valores de rugosidad definidos según esta metodología están limitados a estudios unidimensionales de ríos o canales de flujo en lámina libre. Los valores están determinados para su uso en la ecuación de energía como la aplicada en el cálculo 1D.

La metodología propuesta por el USGS se basa en la formulación definida por Cowan (1956):

$$n = (nb + n1 + n2 + n3 + n4) \cdot m$$

donde:

nb = Valor base de Manning para una canal uniforme, rectilíneo, suave y de materiales naturales.

n1 = factor de corrección por efecto de las irregularidades en la superficie.

n2 = factor de corrección por efecto de las variaciones en la forma y tamaño de las secciones transversales.

n3 = factor de corrección por efecto de las obstrucciones.

n4 = factor de corrección por efecto de la vegetación y las condiciones de flujo.

m= factor de corrección por efecto de la sinuosidad del río.

La definición de cada una de las condiciones que intervienen en la determinación de la rugosidad se describe de forma detallada en la publicación "Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains". United States Geological Survey Water-G.J. Arcement, Jr. and V.R.

			CAUCE PRINCIPAL		LLANURA INUNDACION	
		Condiciones	Valor		Valor	
n b	Basico	Arenas	0.017	0.026	0.017	0.026
		Hormigon	0.012	0.018	0.012	0.018
		Firme tierra	0.025	0.032	0.025	0.032
		Grava	0.028	0.035	0.028	0.035
		Cantos	0.030	0.050	0.030	0.050
n 1	Irregularidades	Suave	0.000		0.000	
		Menor	0.001	0.005	0.001	0.005
		Moderadas	0.006	0.010	0.006	0.010
		Severas	0.011	0.020	0.011	0.020
n 2	Variaciones en la seccion transversal	Gradual	0.000		-	-
		Alternacia ocasional	0.001	0.005	-	-
		Alternacia frecuente	0.010	0.015	-	-
n 3	Efecto de obstruccion	Despreciable (<5%)	0.000	0.004	0.000	0.004
		Menor (5%-15%)	0.040	0.050	0.040	0.050
		Apreciable (15%-50%)	0.020	0.030	0.020	0.030
		Severas (>50%)	0.005	0.015	-	-
n 4	Cantidad de vegetacion	Pequeña	0.002	0.010	0.002	0.010
		Media	0.010	0.025	0.010	0.025
		Grande	0.025	0.050	0.025	0.050
		Muy grande	0.050	0.100	0.050	0.100
n m	Factor de correcion por meandros	Menor	1.000		1.000	
		Apreciable	1.150		1.000	
		Severo	1.300		1.000	

Tabla. Coeficientes base de manning según USGS

Se han comparado los valores obtenidos, con la tabla que aparece en el manual del *HEC-RAS* que proviene de la publicación *"Open-Chanel Hydraulics"* de *Chow*, 1959, donde se realiza una extensa recopilación de valores del coeficiente de *Manning*, obteniendo valores parecidos.

Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
A. *Natural Streams*			
1. **Main Channels**			
a. Clean, straight, full, no rifts or deep pools	0.025	0.030	0.033
b. Same as above, but more stones and weeds	0.030	0.035	0.040
c. Clean, winding, some pools and shoals	0.033	0.040	0.045
d. Same as above, but some weeds and stones	0.035	0.045	0.050
e. Same as above, lower stages, more ineffective slopes and sections	0.040	0.048	0.055
f. Same as "d" but more stones	0.045	0.050	0.060
g. Sluggish reaches, weedy. deep pools	0.050	0.070	0.080
h. Very weedy reaches, deep pools, or floodways with heavy stands of timber and brush	0.070	0.100	0.150
2. **Flood Plains**			
a. Pasture no brush			
1. Short grass	0.025	0.030	0.035
2. High grass	0.030	0.035	0.050
b. Cultivated areas			
1. No crop	0.020	0.030	0.040
2. Mature row crops	0.025	0.035	0.045
3. Mature field crops	0.030	0.040	0.050
c. Brush			
1. Scattered brush, heavy weeds	0.035	0.050	0.070
2. Light brush and trees, in winter	0.035	0.050	0.060
3. Light brush and trees, in summer	0.040	0.060	0.080
4. Medium to dense brush, in winter	0.045	0.070	0.110
5. Medium to dense brush, in summer	0.070	0.100	0.160
d. Trees			
1. Cleared land with tree stumps, no sprouts	0.030	0.040	0.050
2. Same as above, but heavy sprouts	0.050	0.060	0.080
3. Heavy stand of timber, few down trees, little undergrowth, flow below branches	0.080	0.100	0.120
4. Same as above, but with flow into branches	0.100	0.120	0.160
5. Dense willows, summer, straight	0.110	0.150	0.200
3. **Mountain Streams, no vegetation in channel, banks usually steep, with trees and brush on banks submerged**			
a. Bottom: gravels, cobbles, and few boulders	0.030	0.040	0.050
b. Bottom: cobbles with large boulders	0.040	0.050	0.070

Tabla. Valores de *Manning* del manual de *HEC-RAS* basados en la publicación de *Chow*

Coeficientes de contracción y expansión

El flujo a través de un río o canal tiene pérdidas de carga debido a efectos de rozamiento y contracción/expansión. Las últimas son pérdidas menores que se pueden modelar como un coeficiente que se multiplica por la diferencia entre el término cinético de la ecuación de la energía. Los cambios de sección provocan que la lámina de agua ascienda o descienda, provocando ello que se produzca cambios locales de velocidad que repercuten en la media de la velocidad en la sección.

Estas pérdidas no suelen representar más del 5% del total, siendo en su mayoría debidas al rozamiento.

Se suele tomar un valor más bien estándar para un tramo homogéneo de cauce, salvando las inmediaciones de puentes y alcantarillas, donde la reducción de sección puede ser significativa y las pérdidas, que son mayores, se contabilizan con un coeficiente mayor.

Existen una serie de valores estándar proporcionados por el USACE (1995) para puentes, que actualmente se consideran conservadores y se proponen como alternativa una serie de fórmulas empíricas en el libro *"Floodplain Modelling Using Hec-Ras", Haestad Methods* (2003) para el cálculo de dichos coeficientes.

Los coeficientes de contracción y expansión a emplear en estos casos son los que aparecen en el manual del *HEC-RAS* y se pueden resumir en la siguiente tabla.

Régimen	Tipo de Transición	Contracción	Expansión
Subcritico	Transición gradual	0.1	0.3
	Seccion típica de puentes	0.3	0.5
	Transición brusca	0.6	0.8
Supercrítico	Transición gradual	0.05	0.1
	Transición brusca	0.1	0.2

Tabla. Coeficientes de contracción-expansión según manual HEC-RAS.

3.3.5. Modelado de estructuras en Hec-Ras

Los pasos inferiores son elementos de drenaje transversal con mayor incidencia sobre el funcionamiento hidrodinámico de los ríos, condicionando localmente su comportamiento. De hecho, en su interacción con un río pueden dar lugar a una sobreelevación del flujo aguas arriba de la estructura, al tiempo que se produce una aceleración bajo la estructura y aguas abajo, que puede acarrear problemas serios de erosión.

El modelo *HEC-RAS* es capaz de simular estructuras como puentes y obras de drenaje transversales. Los puentes se modelan mediante 4 perfiles transversales, según la 0, de los cuales, los dos extremos (sección 1 y 4) sirven para delimitar la zona de influencia del flujo hidráulico en su contracción de la vena líquida de aguas arriba, la expansión de aguas abajo. Los perfiles centrales (sección 2 y 3) definen la geometría del terreno junto al puente y el modelo coloca el puente correctamente definido perpendicular a la corriente sobre dichos perfiles. Por lo tanto, el número de perfiles de cálculo son seis, cuatro exteriores al puente y dos interiores, que el modelo realiza superponiendo los dos perfiles exteriores más próximos con los datos del tablero.

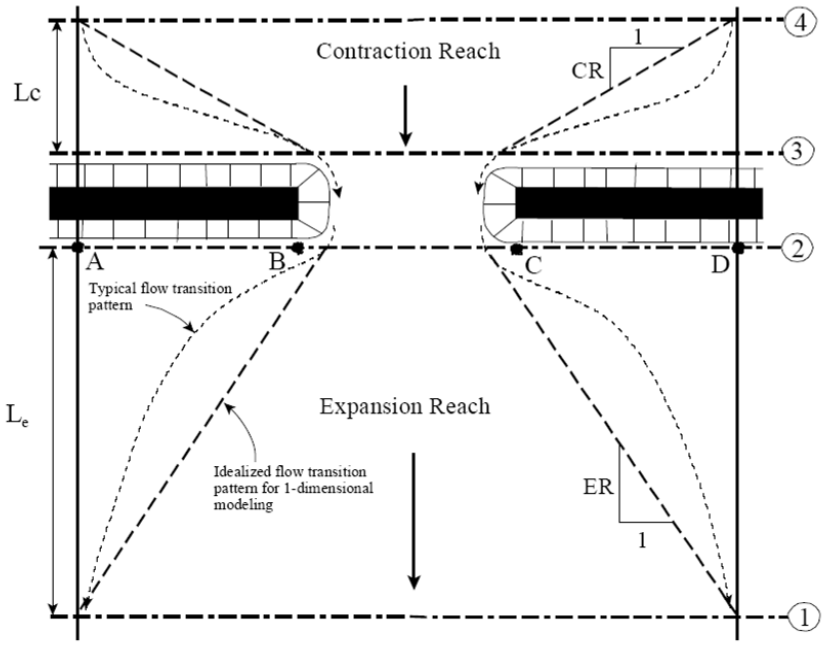


Fig 18. Secciones que definen el modelo de un puente y una obra de drenaje en *HEC-RAS*, Fuente: Manual del *HEC-RAS*.

Para el cálculo del puente se distinguen dos casos: si el puente entra en carga o el puente se comporta como un canal.

3.3.6. Condiciones de contorno

Fijar las condiciones de contorno en la determinación de la lámina libre en un canal o río es una de las cuestiones transcendentales a la hora de obtener una buena estimación. Conocer la condición de contorno implica conocer el nivel de la lámina de agua en una cierta sección del río o canal a estudiar.

La localización de dicha sección depende del flujo que se establezca. Así se comprende que para establecer la condición de contorno será necesario, como mínimo, intuir el tipo de régimen que se formará:

- Si el régimen es rápido o supercrítico, será necesario conocer el calado en el extremo aguas arriba.
- Si el régimen es rápido o subcrítico, el calado deberá darse en el extremo aguas abajo.
- Si el canal o río a estudiar tiene tramos en régimen lento y otros en rápido, será necesario fijar el calado en los extremos aguas arriba y aguas abajo.

En el caso de flujo permanente, existen cuatro tipos de condiciones de contorno:

1. Nivel de la lámina de agua.
2. Calado crítico.
3. Calado normal.
4. Curva de gasto.

En este caso la condición de contorno empleada es la de calado normal aguas abajo. Para ello se ha definido una pendiente media, que se ha extraído de la topografía de detalle realizada. En cada una de las ejecuciones se ha comprobado el tipo de régimen, dado que éste influye directamente en las condiciones de contorno a emplear.

3.4. Análisis, Resultado y Diagnóstico de la Situación Actual

3.4.1. Geometría del modelo

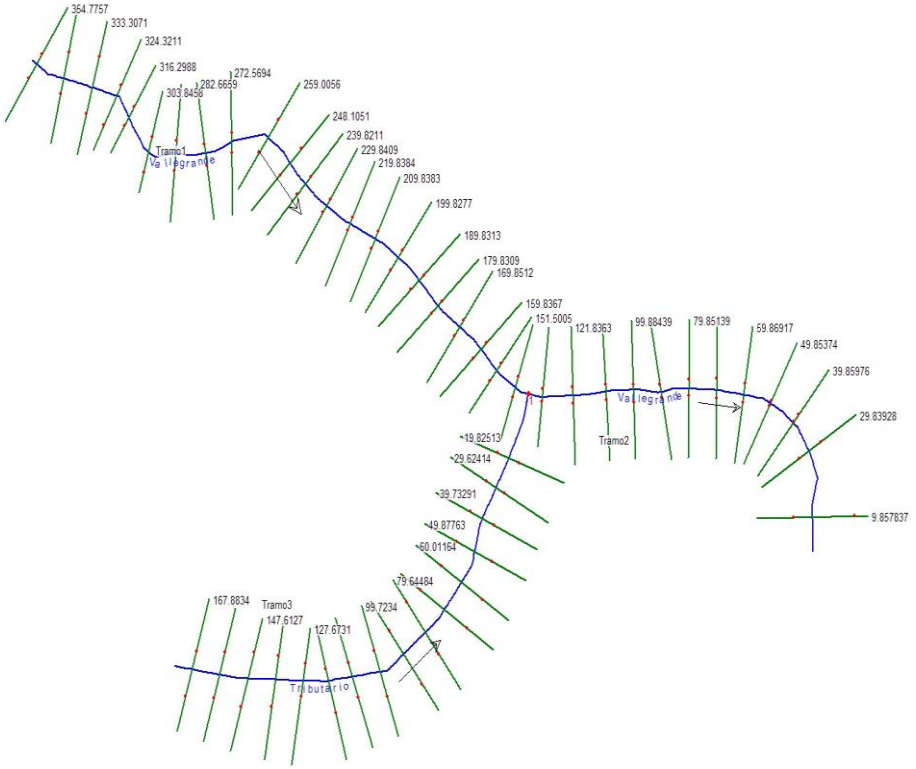


Fig 19. Geometría del modelo hidráulico *HecRas*

3.4.2. Representación de los Resultados

Perfil Longitudinal

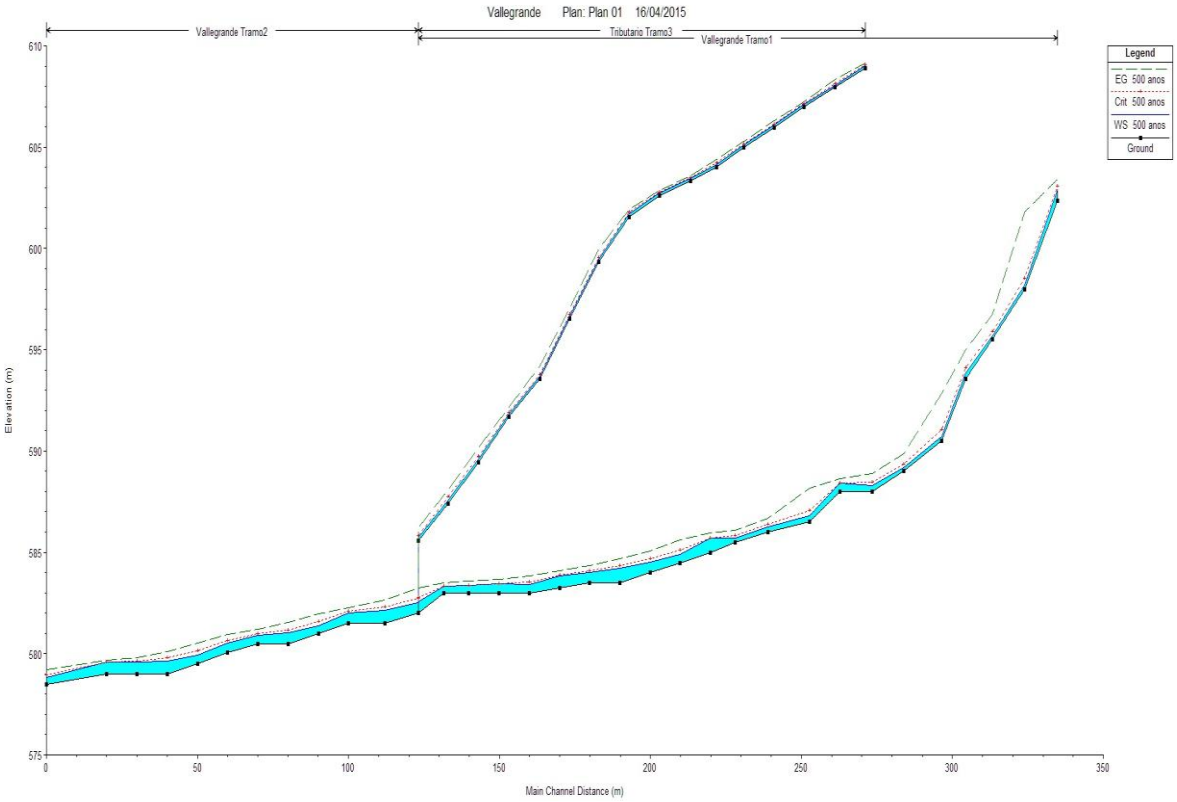


Fig 20. Resultados de nivel en longitudinal de la máxima crecida extraordinaria (T-500 años).

Hemos reflejado la lámina de agua correspondiente a la situación más desfavorable, ya que como se aprecia en la Fig 21, existe muy poca diferencia de altura entre la lámina correspondiente al T-5años y al T-500años:

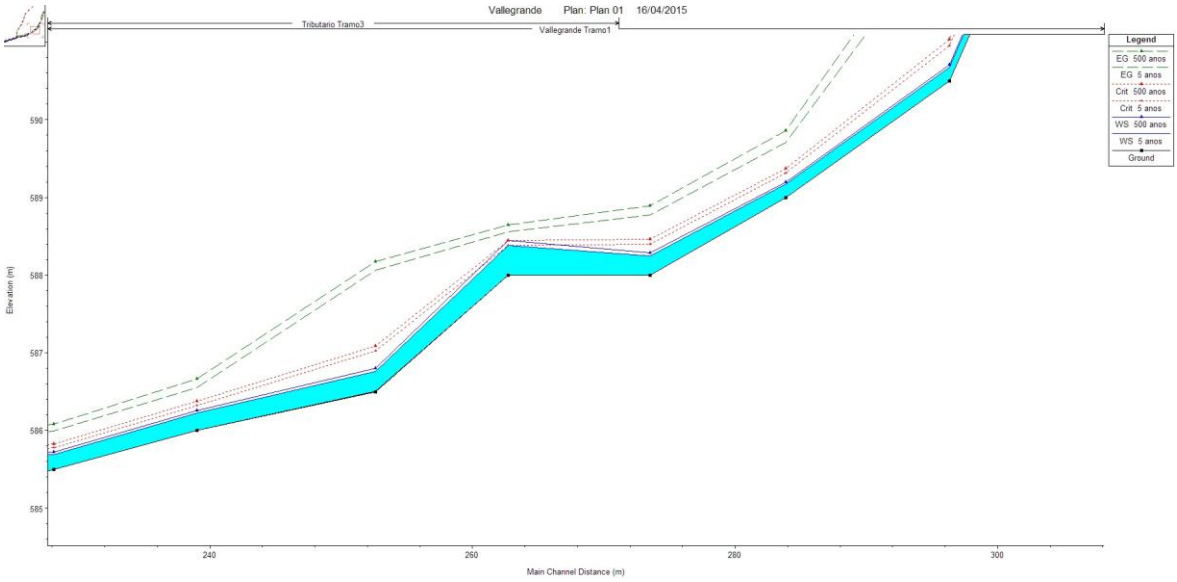


Fig 21. Resultados de detalle de nivel en longitudinal del T-5 años y T-500 años

Vista Oblicua del Modelo

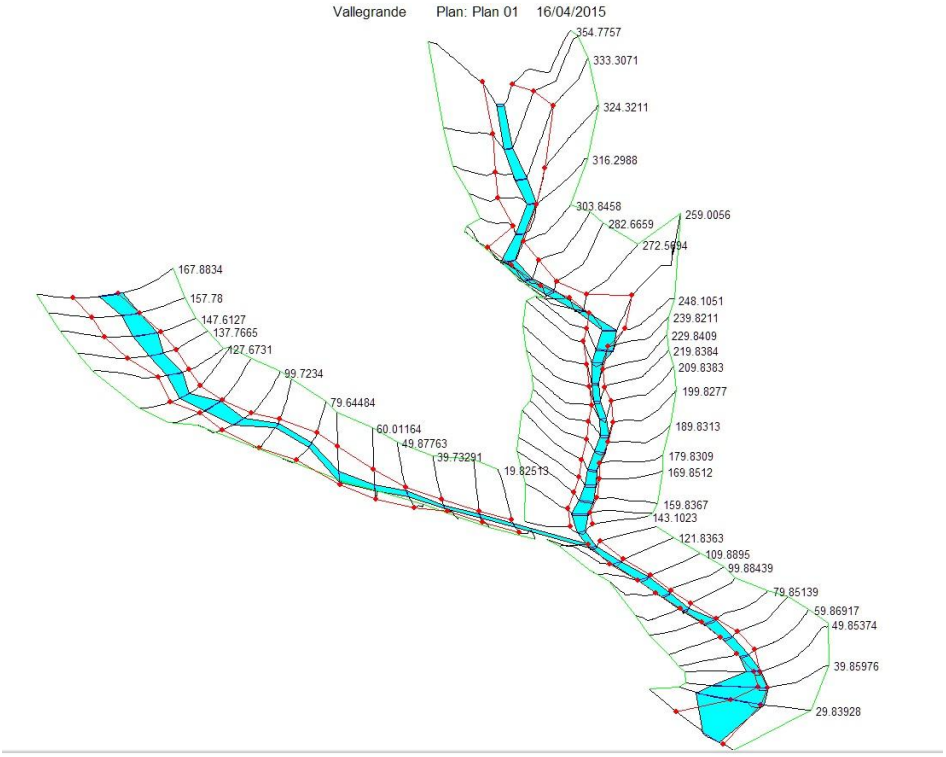


Fig 22. Imagen oblicua de los resultados del *HecRas* para la máxima crecida ordinaria y T-100 años

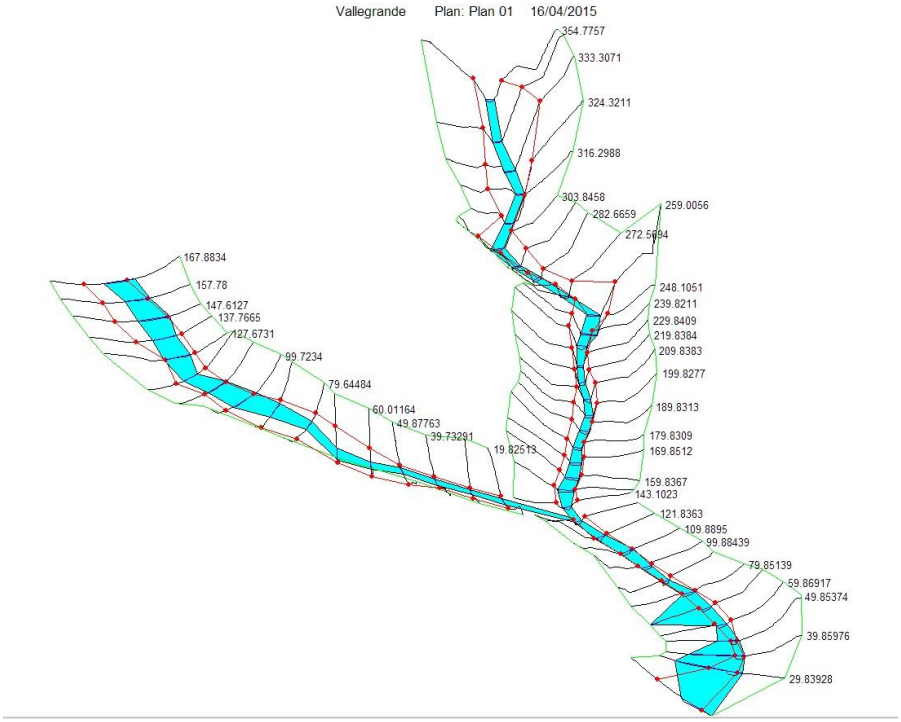


Fig 23. Imagen oblicua de los resultados del *HecRas* para la máxima crecida extraordinaria T-500 años

3.4.3. Mapas de Inundación

Los resultados de nivel obtenidos por el modelo en los perfiles transversales nos servirán para crear los mapas de llanura de inundación y calados para cada uno de los períodos de retorno y geometrías analizados.

Fig 24. Manchas de inundación en el estado actual para la 100 años

Fig 25. Manchas de inundación en el estado actual para la 500 años

3.4.4. Análisis de resultados del Modelo

Para la modelación hidráulica se han definido 50 secciones transversales, de las cuales 34 corresponden al arroyo de Vallegrande, y 16 al denominado "Arroyo Sur", equiespaciadas cada 10 m, a lo largo del tramo de estudio.

Se trata de un cauce esporádico, en el que se observa tras la visita de campo que permanece seco la mayor parte del año. Los coeficientes de rugosidad de Manning adoptados han sido, para el lecho del canal de 0,04 y 0,035 para las riberas y márgenes.

Se ha considerado los siguientes valores de acuerdo con los manejados en el apartado 3.4.2 (Tabla 12) del presente documento:

$$n = (nb + n1 + n2 + n3 + n4) \cdot m$$

donde:

nb = 0,17 0 (arenas)

n1 = 0,006 (moderados)

n2 = 0,001 (alternancia ocasional)

n3 = 0 (despreciable)

n4 = 0,010 (medio)

Como factor de corrección "m", se ha considerado el correspondiente a "apreciable", con valor 1,150.

Por lo que los valores considerados serán:

n=0,17+0,006+0,001+0+0,010=0,035 x1 ,15=0,04

Los coeficientes de expansión (Ce) y contracción (Cc) adoptados son 0,3 y 0,1 respectivamente. Como condiciones de contorno se eligieron situaciones de caudal crítico aguas arriba y abajo.

A la vista de los resultados obtenidos en la modelación hidráulica puede deducirse, tratándose de una cuenca de pequeñas dimensiones y dada la elevada pendiente del curso principal, el caudal aportado sigue el cauce sin problemas de desbordamiento, con pequeñas variaciones para los períodos de retorno considerados.

Como puede apreciarse en la Fig. 24, la crecida asociada al T-100 años ocupa una pequeña franja de terreno dentro de los propios canales, a consecuencia de una geometría suficientemente marcada en relación al caudal punta que se genera en la cuenca. La lámina de agua durante la crecida ordinaria alcanza una altura entre 0,06 y 0,69 metros.

En la Fig. 25 se puede observar que el caudal asociado a los 500 años de período de retorno, no incrementa significativamente las manchas de inundación con respecto a lo correspondiente a la MCO de 5 años, debido a la marcada topografía de la vaguada en la que se encuentra encauzado el arroyo, alcanzando la lámina de agua una altura entre 0,08 y 0,72 metros.

Zona de Flujo Preferente:

En cuanto a la zona de flujo preferente, se observa, que para la vía de intenso desagüe, tras aplicar la herramienta "encroachment" de la aplicación HEC-RAS a la avenida de los 100 años de período de retorno (estimando una elevación de altura de la lámina de agua de 0,3m), prácticamente no modifica la mancha de inundación correspondiente a la zona de inundación peligrosa, ya que, tal y como se muestra en las siguientes imágenes, la lámina de agua sólo superaría los "bank points" que definen el alto del cauce en la parte más baja del curso del arroyo, con una sobreelevación de tan sólo 7cm, que es donde se reduciría la mancha de inundación en la vía de intenso desagüe.

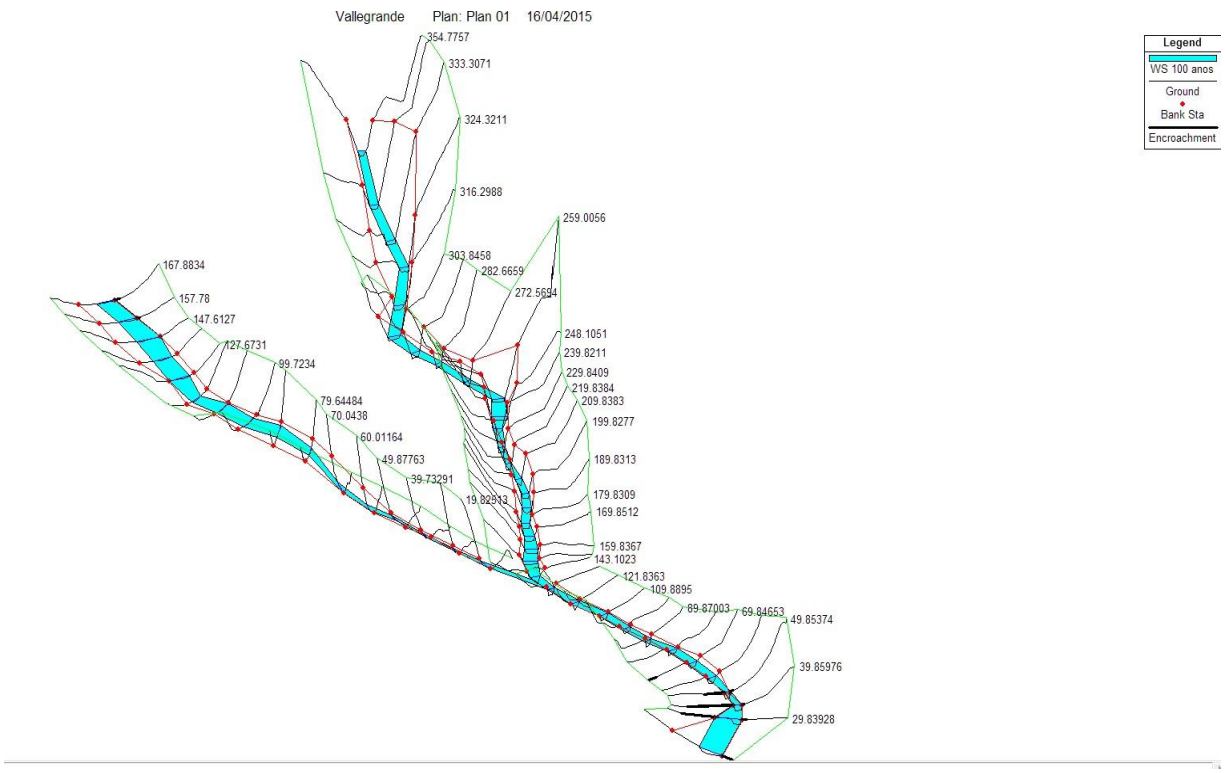


Fig 26. Vista Oblicua del cálculo de la vía de intenso desagüe para T-100

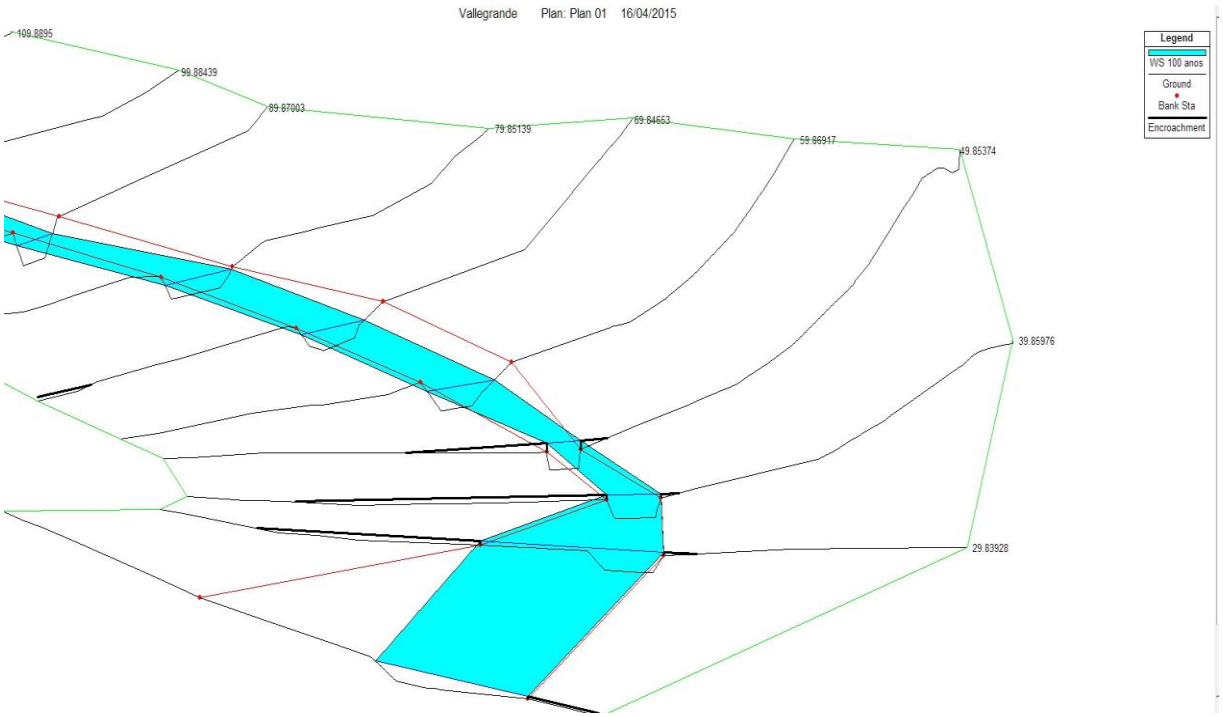


Fig. 27 - Vista Oblicua de detalle de la parte baja del Arroyo. Vía de Intenso desagüe

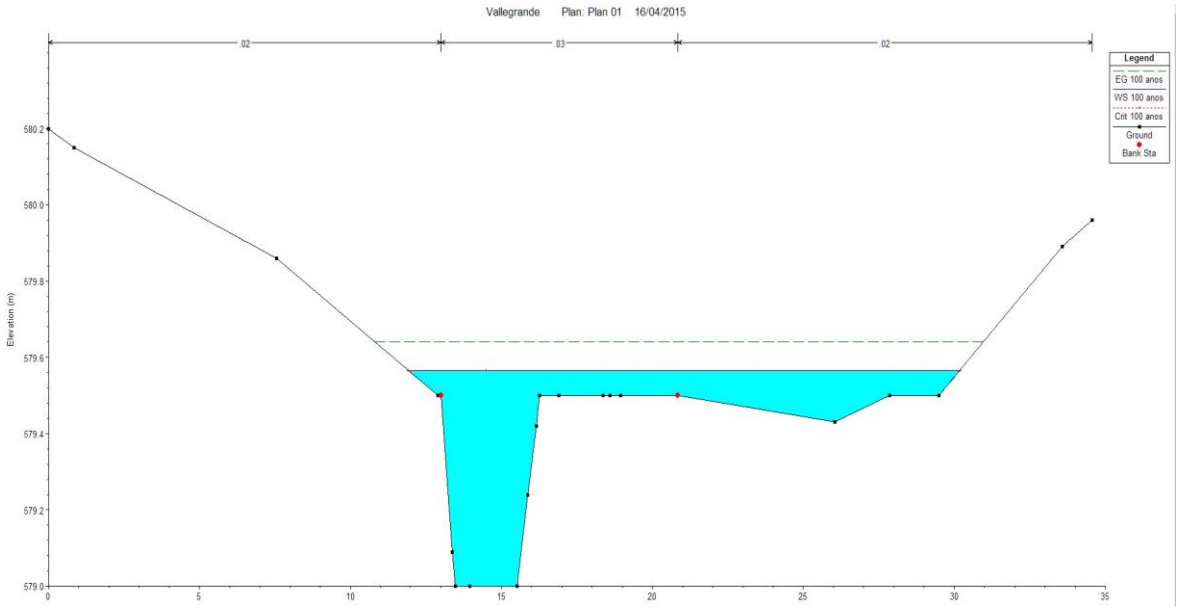


Fig 26. Manchas de inundación en el estado actual para la 100 años en parte baja del tramo

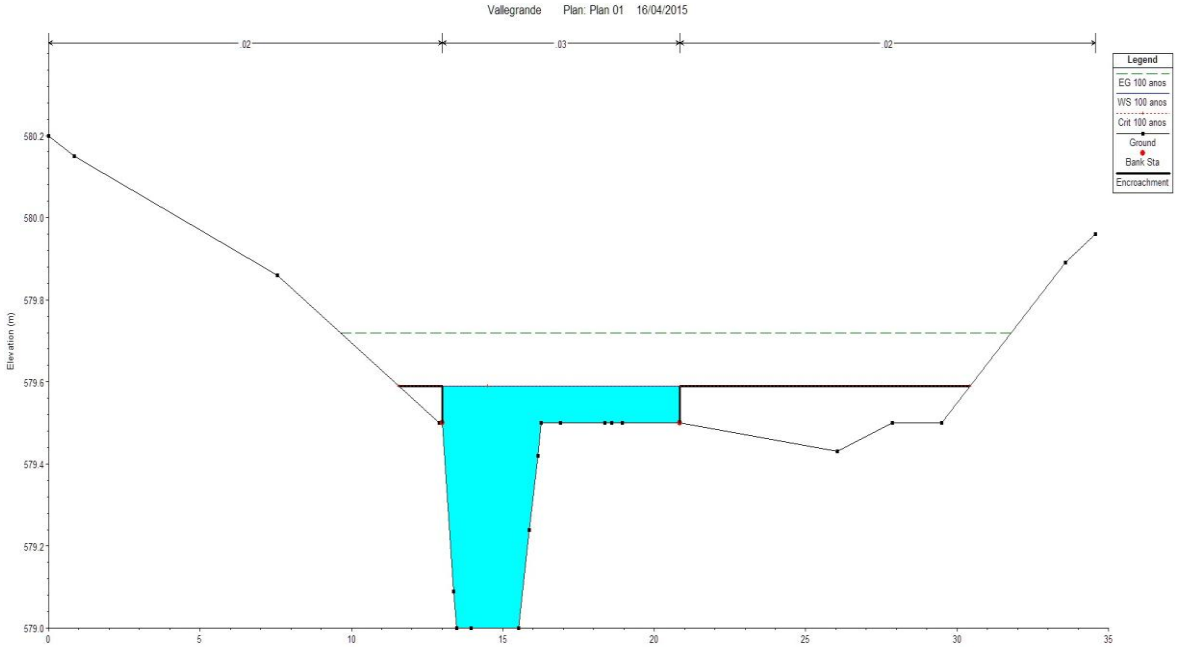


Fig 27. Ejemplo de Encroachment en sección P.K. 330

Por lo tanto, se obtendrá la Zona de Flujo Preferente como la envolvente de la vía de intenso desagüe y la zona de inundación peligrosa, tal y como establece el artículo 9, del Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril y modificado por el Real Decreto 9/2008 de 11 de enero.

4. Conclusiones

Tras la realización del correspondiente estudio en su estado actual y una vez analizados los procesos que rigen el comportamiento del arroyo, a continuación se resumen las conclusiones del citado Estudio Hidráulico:

Como se describía en apartados anteriores, el arroyo de Vallegrande se encuentra bastante encauzado y cuenta con una llanura de inundación bien definida con una anchura de entre 25 y 30 metros. Se trata de un arroyo estacional, con un régimen supercrítico debido a su pronunciada pendiente que permanece seco la mayor parte del año, sin peligro de inundabilidad para los períodos tormentosos correspondientes a las máximas avenidas, consideradas para los mapas de peligrosidad.

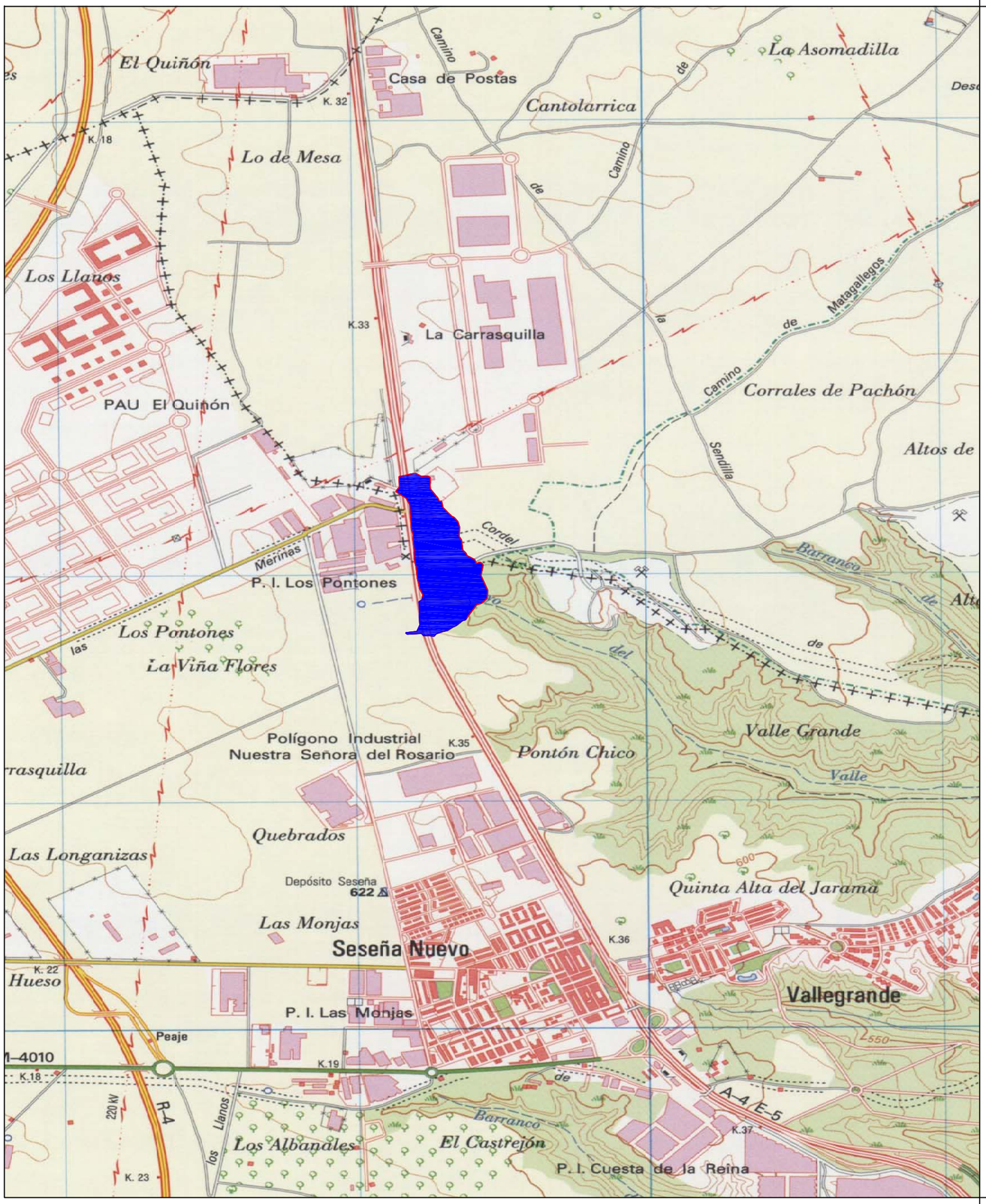
Debido al reducido caudal y la topografía del arroyo, y tal y como se explica en el apartado 3.4.4, no existen variaciones sustanciales entre las zonas de peligrosidad y la obtenida para la zona de flujo preferente.

Referencias

- Chow, V.T.; Maidment, D.R. y Mays, L.W. (1994): *Hidrología aplicada*. McGraw Hill, Colombia, 584 págs.
- DGC (1990). *Instrucción 5.2-IC "Drenaje Superficial"*. Orden 14 de mayo de 1990. Dirección General de Carreteras, Colección Textos de la DGC, 37, 84 págs, Madrid.
- DGC (1996). *Mapa para el cálculo de máximas precipitaciones diarias en la España peninsular*, escala 1:1.000.000. Dirección General de Carreteras, S.E. de Infraestructuras y Transportes, Ministerio de Fomento.
- DGC (1999). *Máximas lluvias diarias en la España peninsular*. Serie monografías. Dirección General de Carreteras, Ministerio de Fomento, Madrid, 28 págs. + 25 mapas + CD-ROM.
- INM (2001). *Las precipitaciones máximas en 24 horas y sus períodos de retorno en España*. Un estudio por regiones. Castilla-La Mancha y Madrid. Serie monografías. Instituto Nacional de Meteorología, Ministerio de Medio Ambiente, Madrid.
- MMA (2001). Real Decreto 1/2001, de 20 de junio, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Aguas. B.O.E., 176 (24 de julio).
- MOPU (1986). Real Decreto 849/1986, de 11 de abril del Reglamento del Dominio Público Hidráulico. B.O.E., 103 (30 de abril).
- Real Decreto 1664/1998, de 24 de Julio, sobre Plan Hidrológico del Tajo.
- MMA (2008). Real Decreto 9/2008, de 11 de enero, por el que se modifica el Real Decreto 849/1996, de 11 de abril. B.O.E., 135 (16 de enero).
- S.C.S. (1972). Soil Conservation Service. *Nat. Engin. Handbook*, Section 4, U.S. Department of Agriculture, Washington D.C.
- S.C.S. (1975): Urban hydrology for small watersheds, *Technical release*, 55, USDA, Washington D.C.
- Témez, J.R. (1992). Generalización y mejora del método racional. Versión de la Dirección General de Carreteras de España. *Ingeniería Civil*, 82.

DOCUMENTO II.- PLANOS

- **Plano 1.** Situación y emplazamiento
- **Plano 2.** Cuencas Vertientes.
- **Plano 3.** Mapas de Peligrosidad
- **Plano 4** Zona de Flujo Preferente



CONTEXTO NACIONAL

CONTEXTO REGIONAL

NORTE

ESCALA S/E

0 M

PLANO

P 1

Situación y Emplazamiento

ESTUDIO HIDROLÓGICO

ARROYO DE VALLEGRANDE

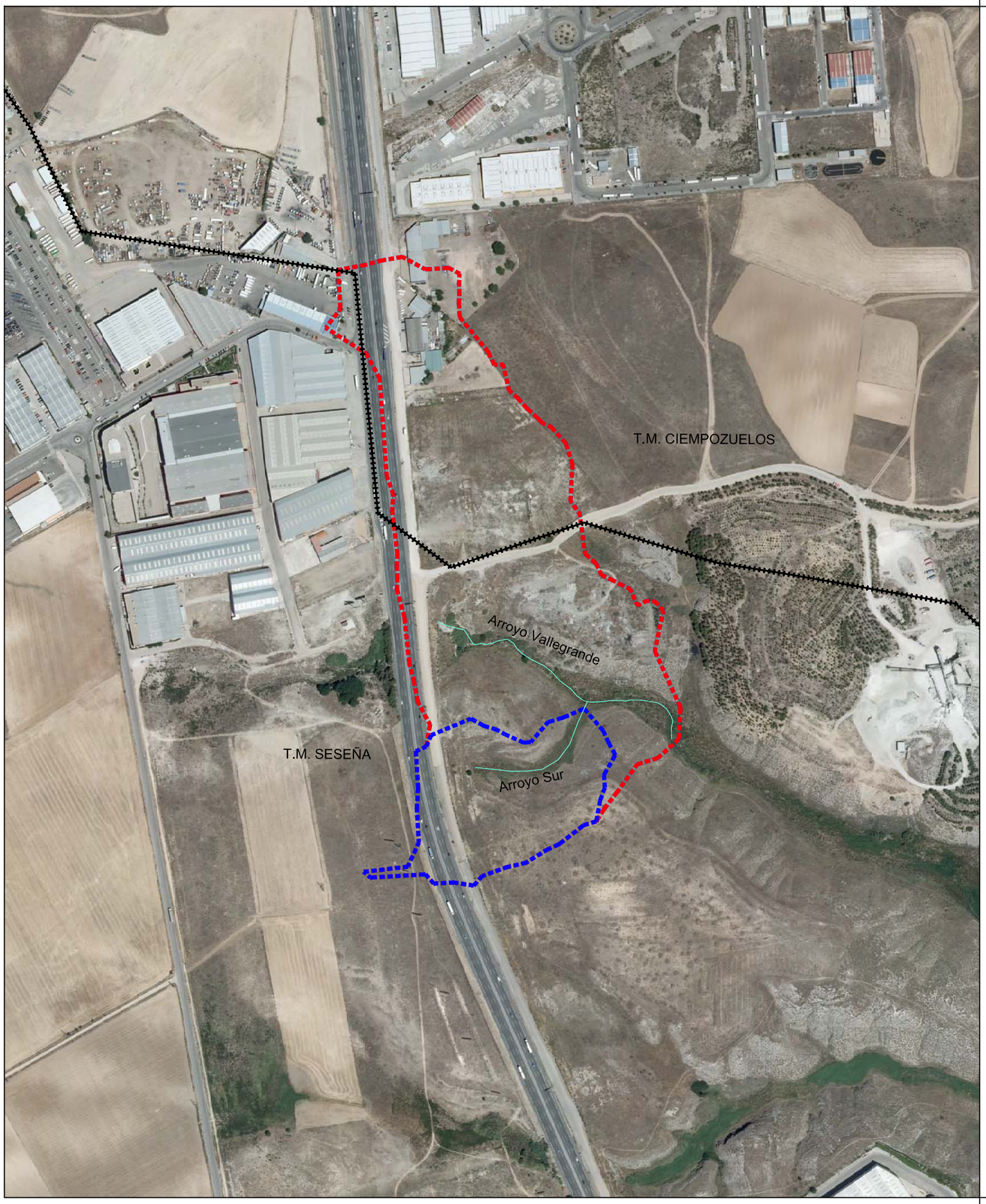
AYUNTAMIENTO SESEÑA

TOLEDO (CASTILLA LA MANCHA)

INGENIERÍA

ABRIL 2015

Equipo Redactor MALT S.L.



LEYENDA

Límite Término Municipal

Delimitación Cuenca Cauce Principal Arroyo Vallegrande

Delimitación de Cuenca "Arroyo Sur"

NORTE

ESCALA 1/5.000

0 50 100 150 200 M

PLANO

P 2

Cuencas Vertientes

ESTUDIO HIDROLÓGICO

ARROYO DE VALLEGRANDE

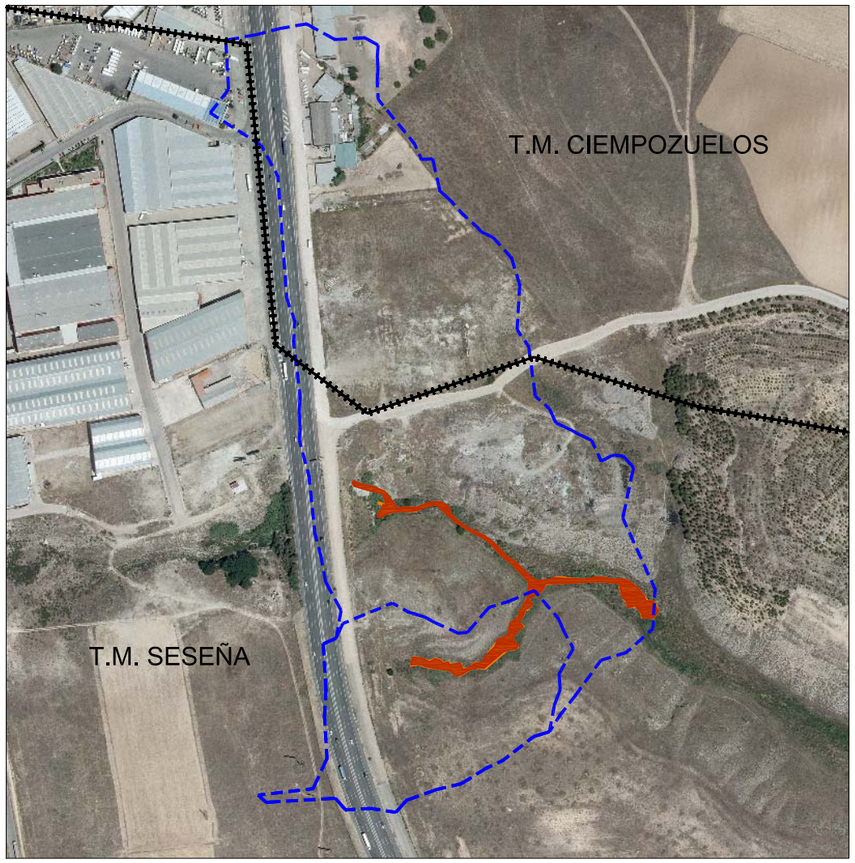
AYUNTAMIENTO SESEÑA

TOLEDO (CASTILLA LA MANCHA)

INGENIERÍA

ABRIL 2015

Equipo Redactor MALT S.L.



LEYENDA

- Límite Término Municipal
- Llanura de Inundación T100 años
- Llanura de Inundación T500 años

NORTE

ESCALA 1/1.500

0 15 30 45 60 M

PLANO

P 3

Mapas de Peligrosidad

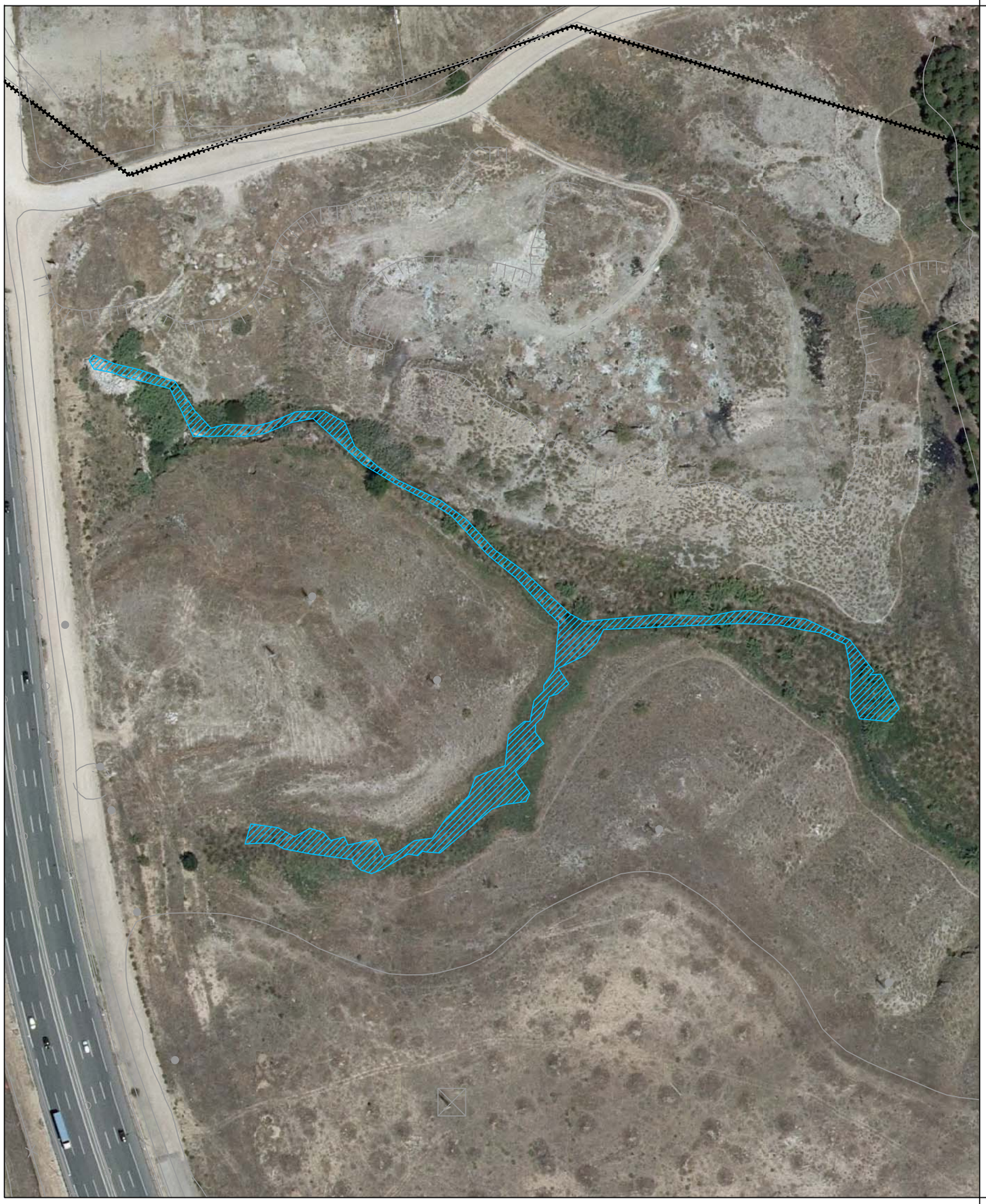
ESTUDIO HIDROLÓGICO
ARROYO DE VALLEGRANDE

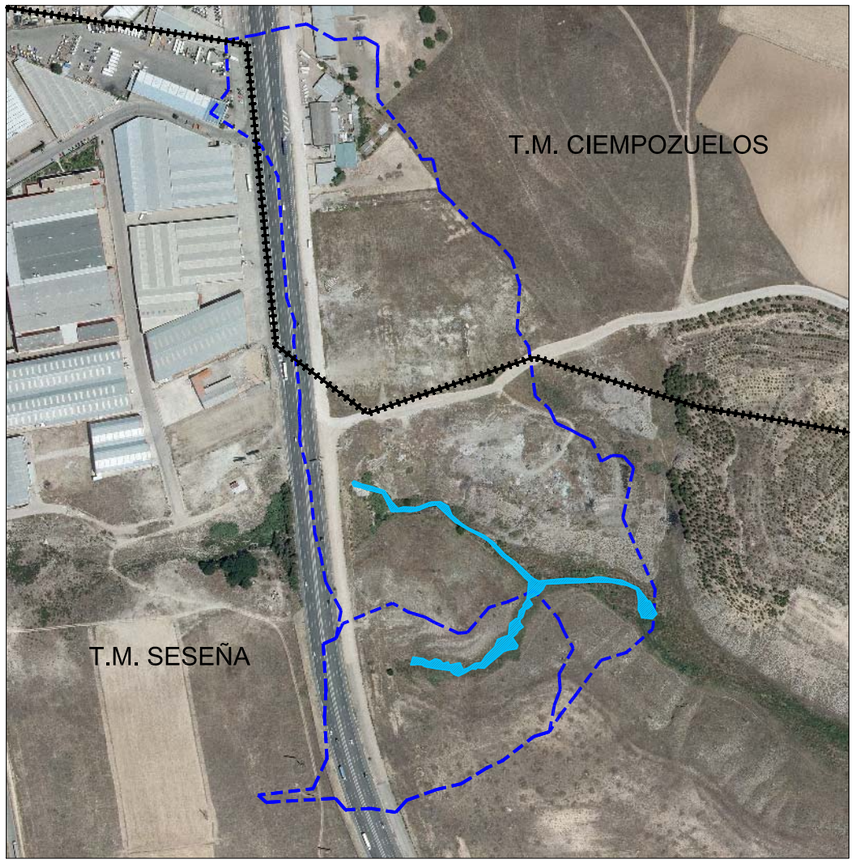
AYUNTAMIENTO SESEÑA
TOLEDO (CASTILLA LA MANCHA)

INGENIERÍA

ABRIL 2015

Equipo Redactor MALT S.L.





LEYENDA

Límite Término Municipal

Zona de Flujo Preferente

NORTE

ESCALA 1/1.500

0 15 30 45 60 M

PLANO

P 4

Zona de Flujo Preferente

ESTUDIO HIDROLÓGICO
ARROYO DE VALLEGRANDE

AYUNTAMIENTO SESEÑA
TOLEDO (CASTILLA LA MANCHA)

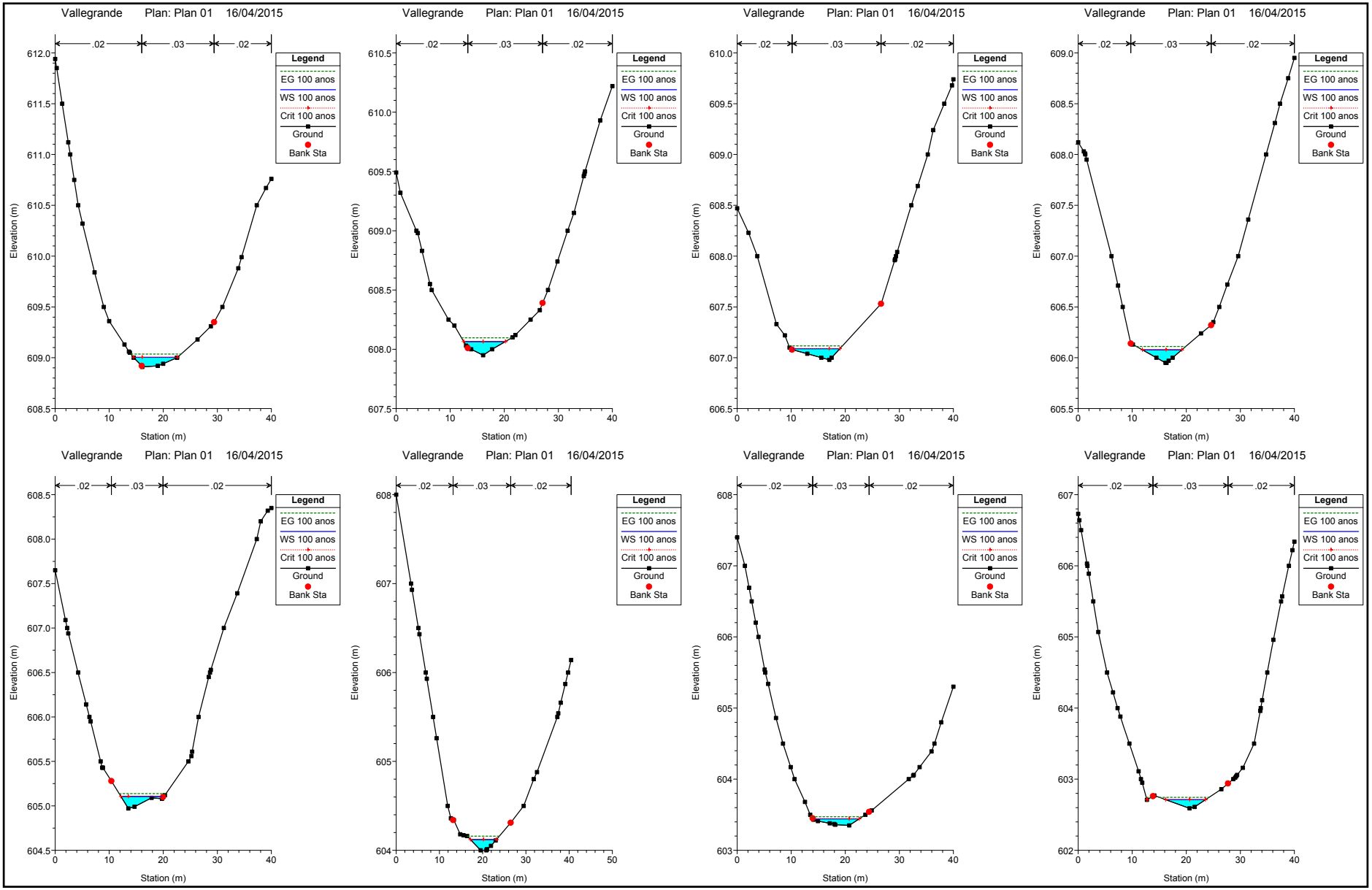
INGENIERÍA

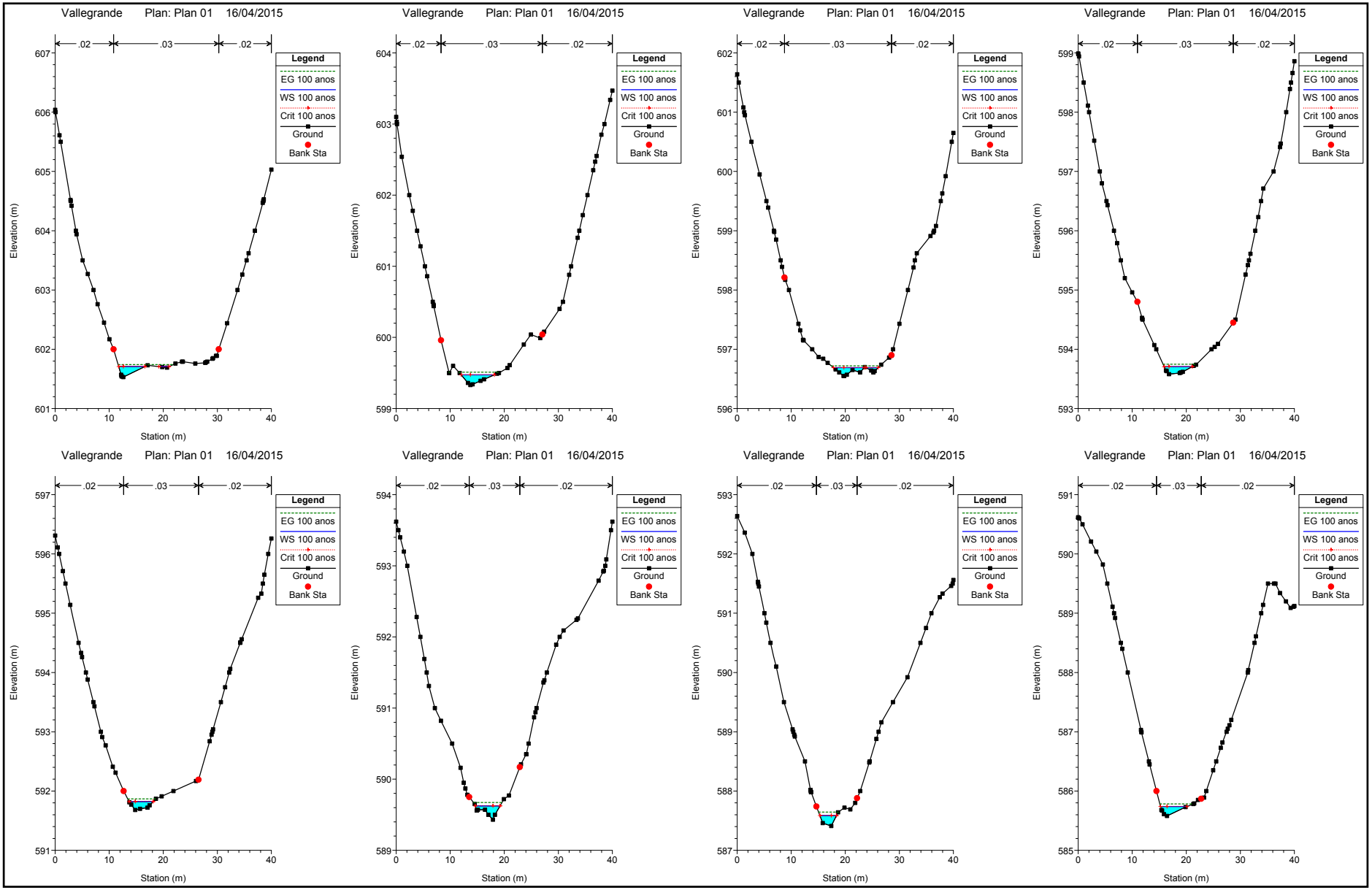
ABRIL 2015

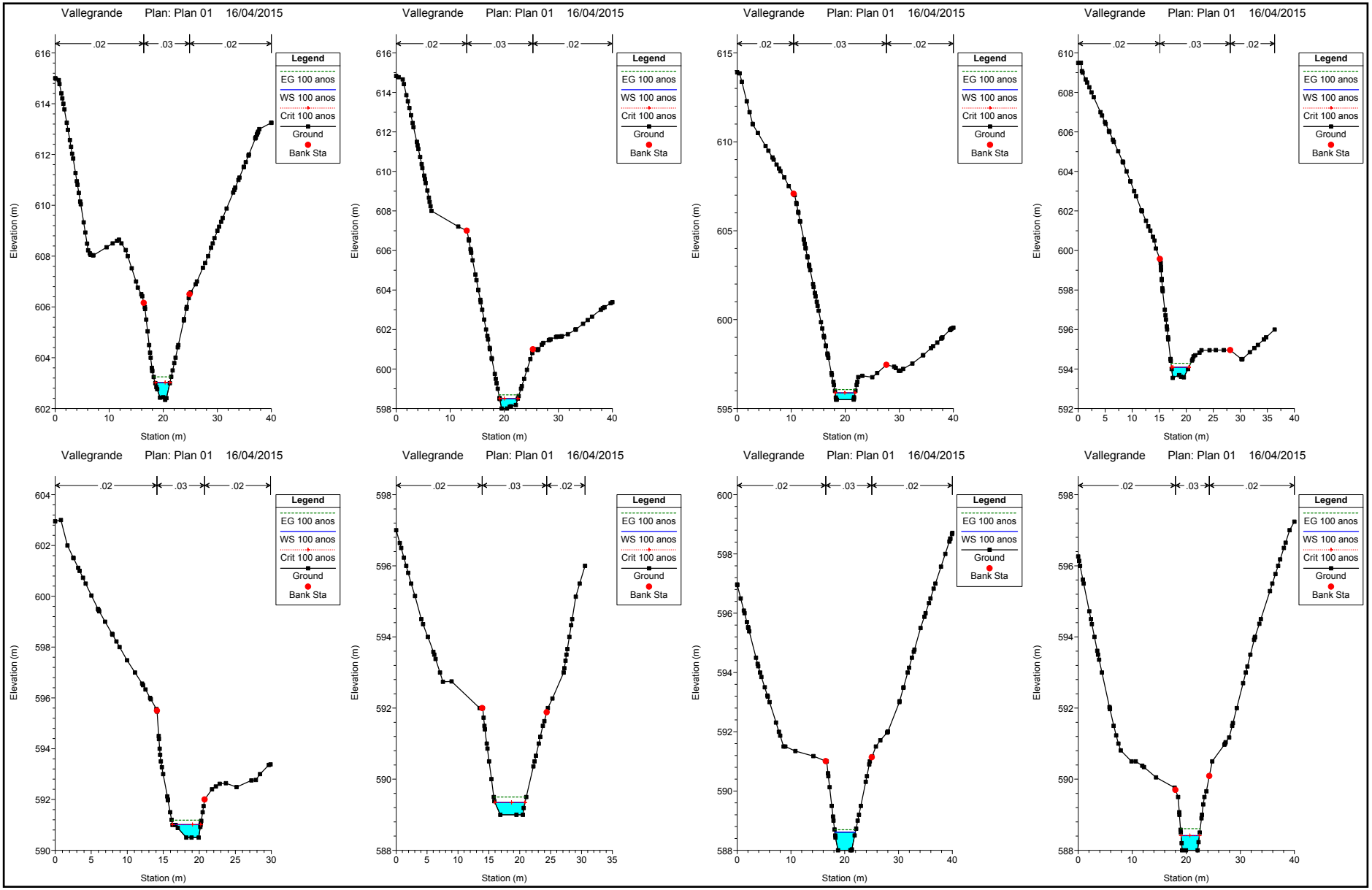
Equipo Redactor MALT S.L.

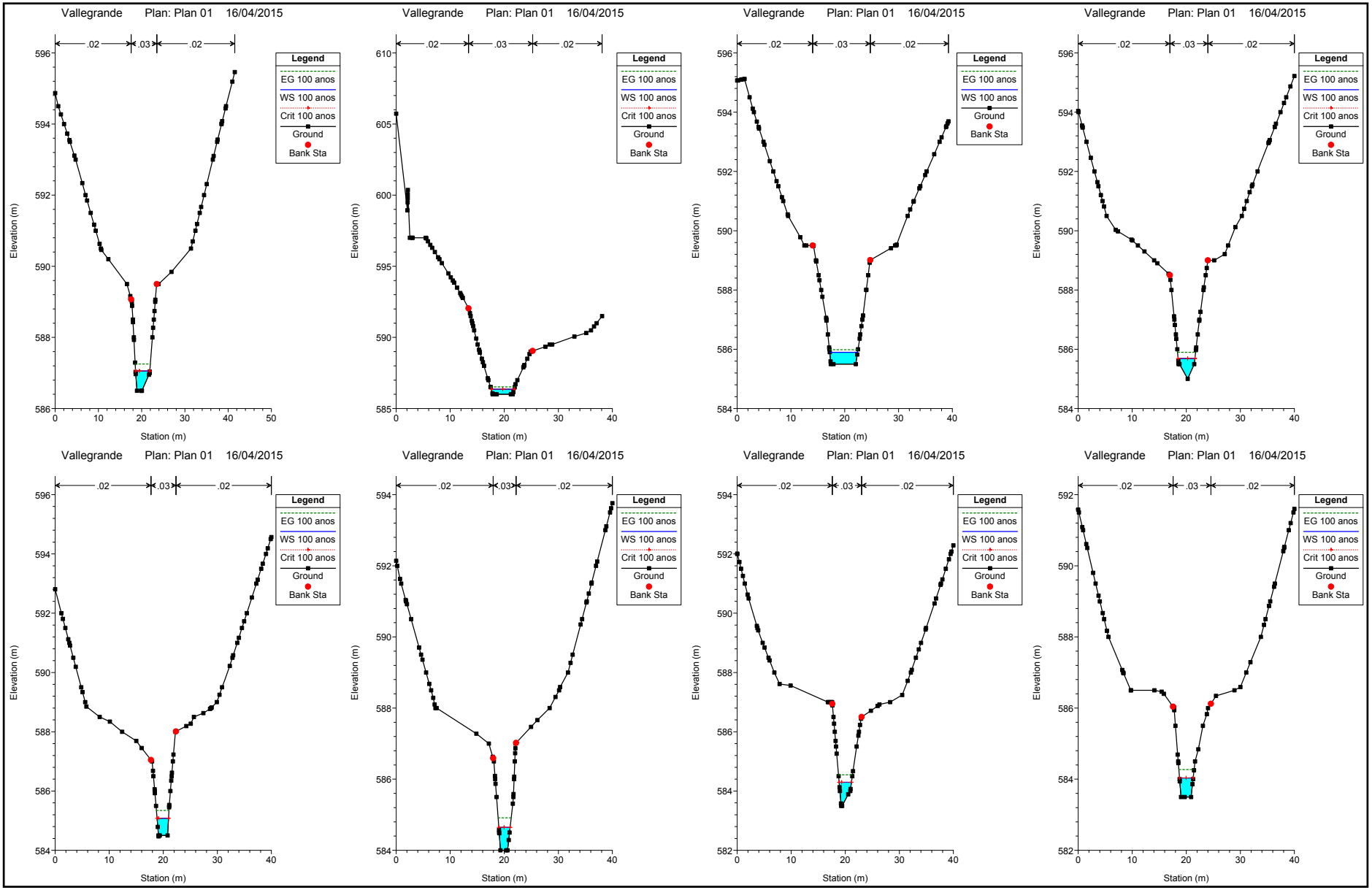
ANEXO I.- RESULTADOS

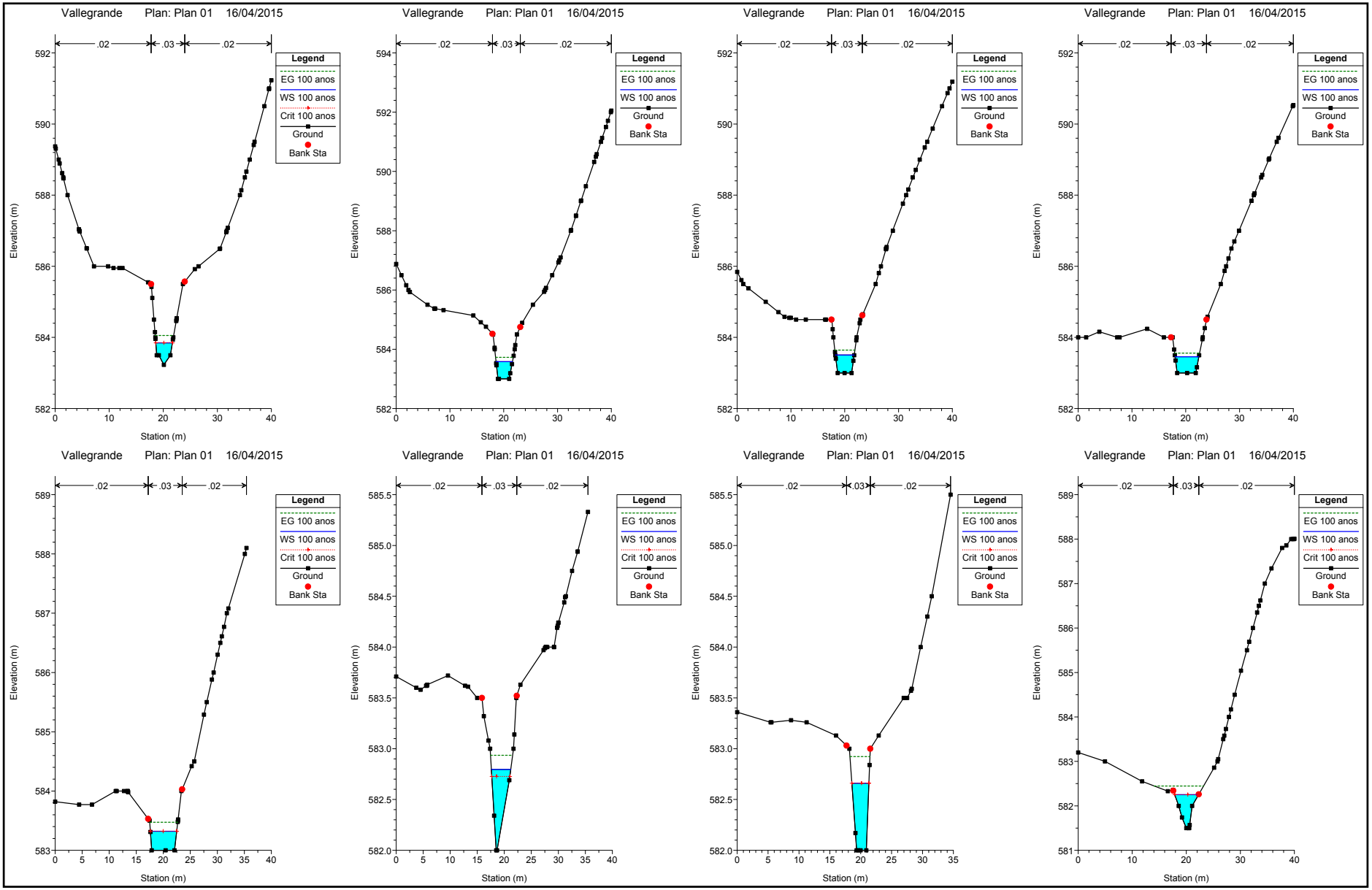
Resultados del Modelo Hidráulico para T 100 años

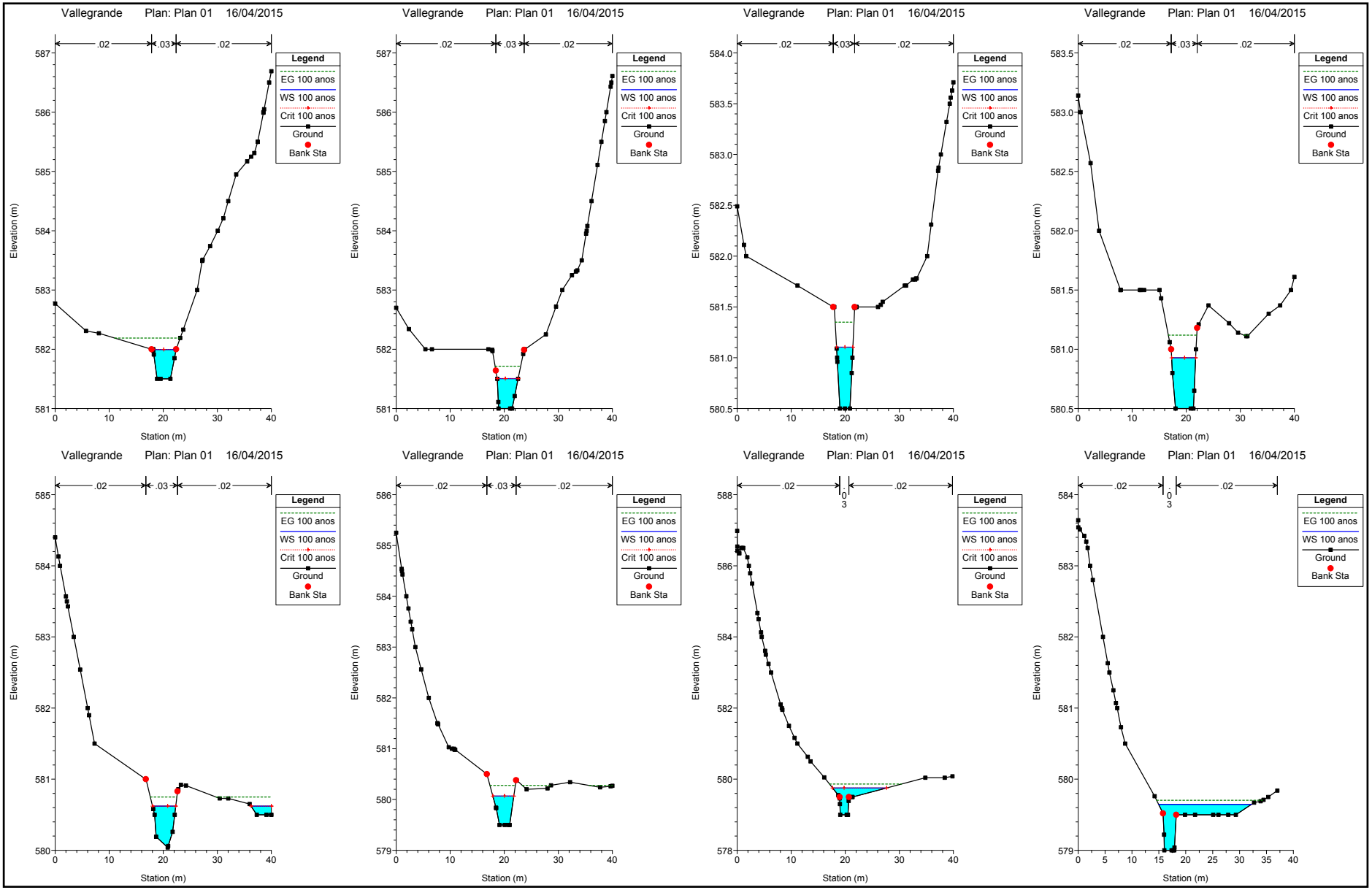

Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 100 anos
WS 100 anos
Crit 100 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02
.03
.02
Legend
EG 100 anos
WS 100 anos
Crit 100 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

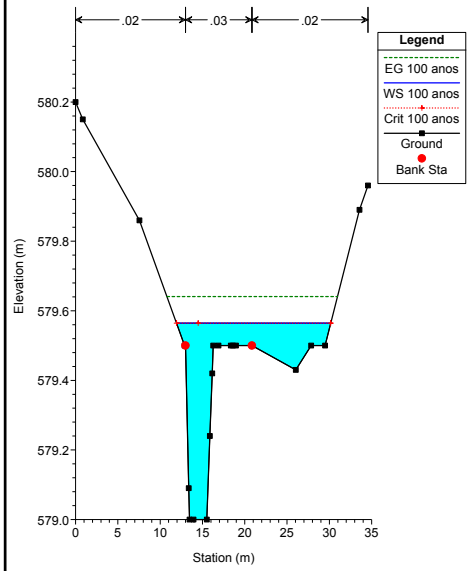

Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 100 anos
WS 100 anos
Crit 100 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 100 anos
WS 100 anos
Crit 100 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

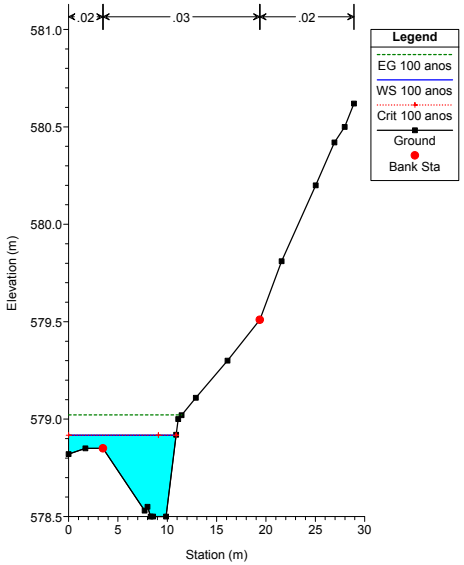

Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 100 anos
WS 100 anos
Crit 100 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02
.03
.02
Legend
EG 100 anos
WS 100 anos
Crit 100 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

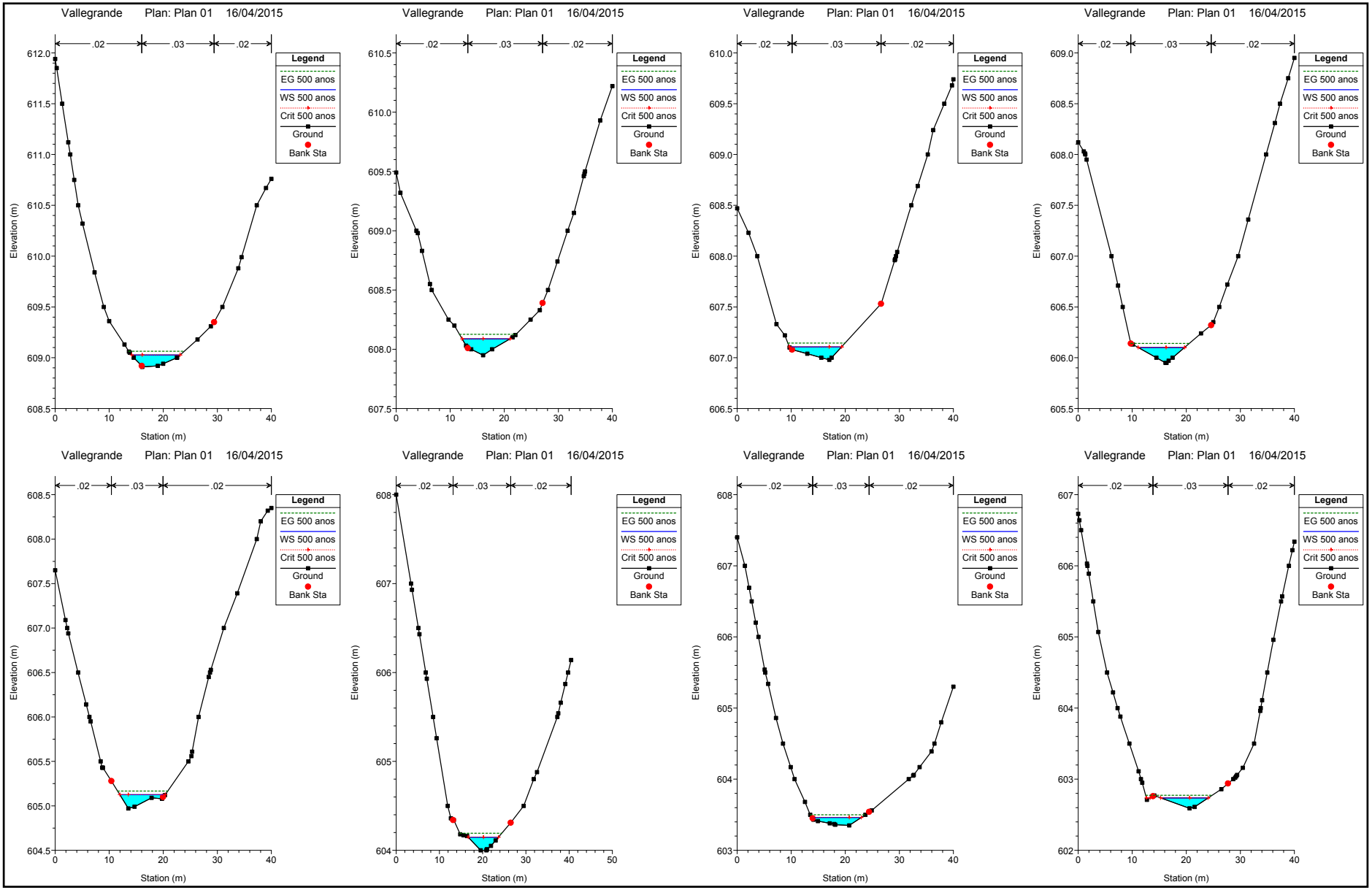
Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015

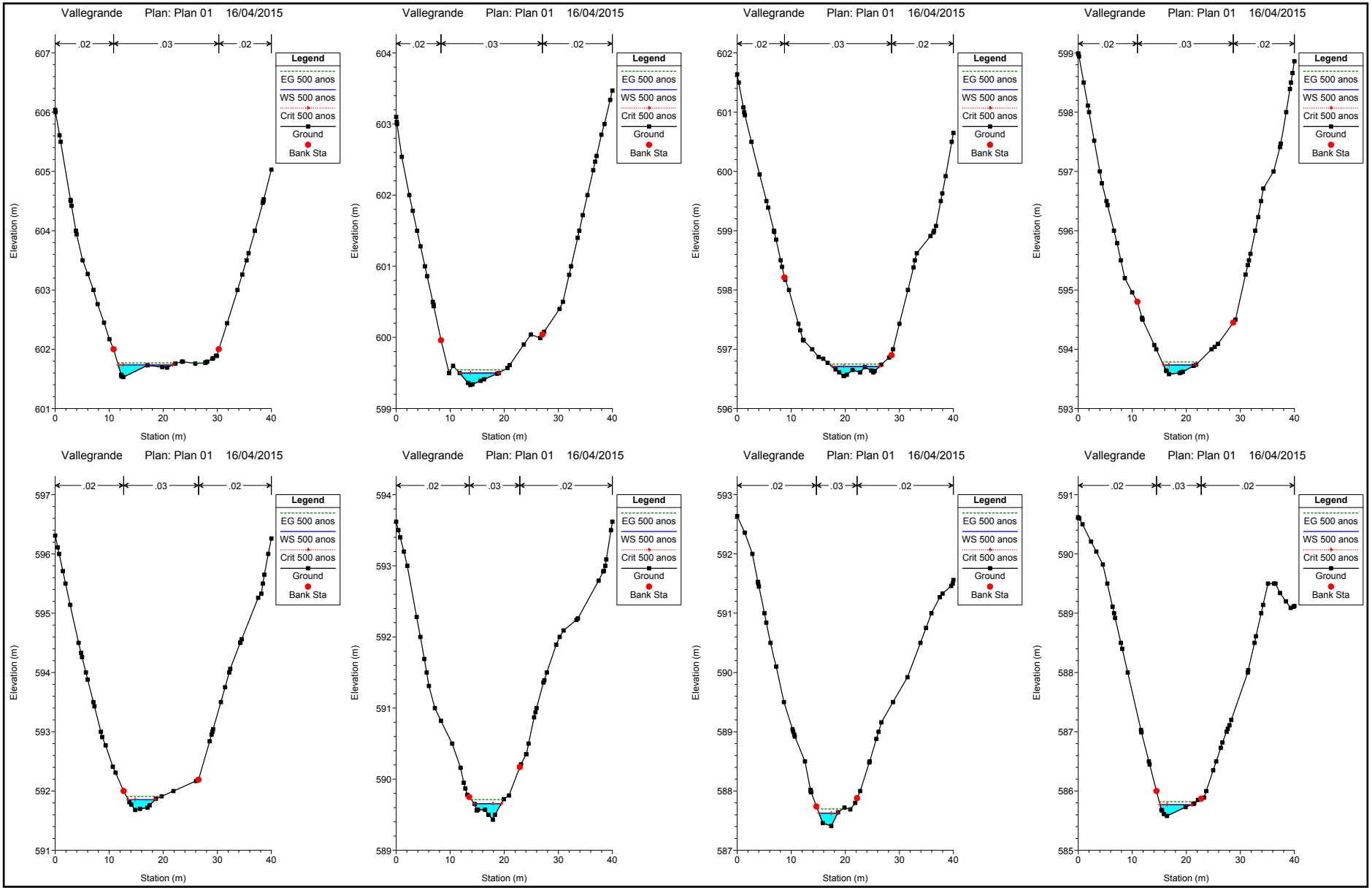


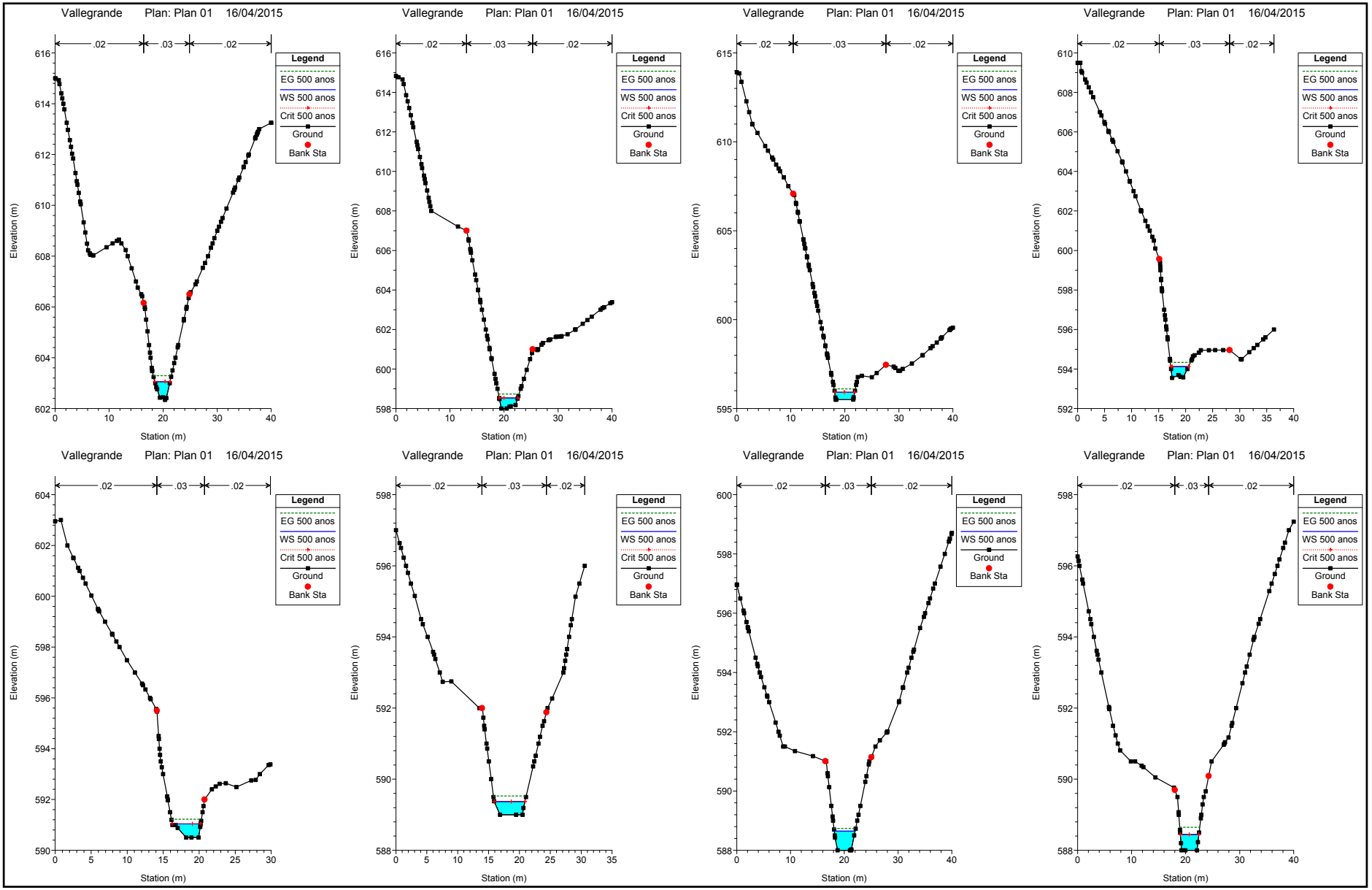
Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015

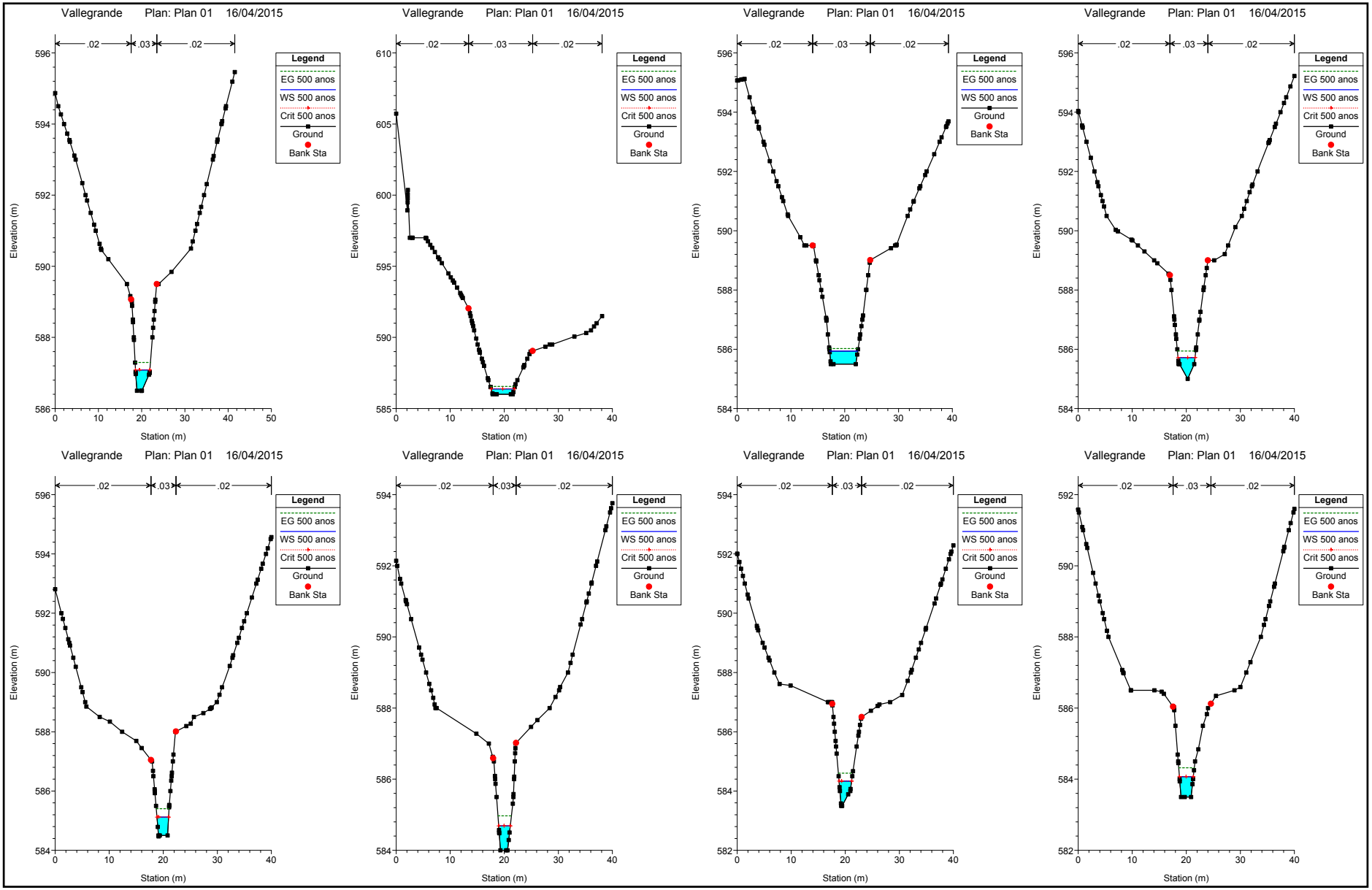


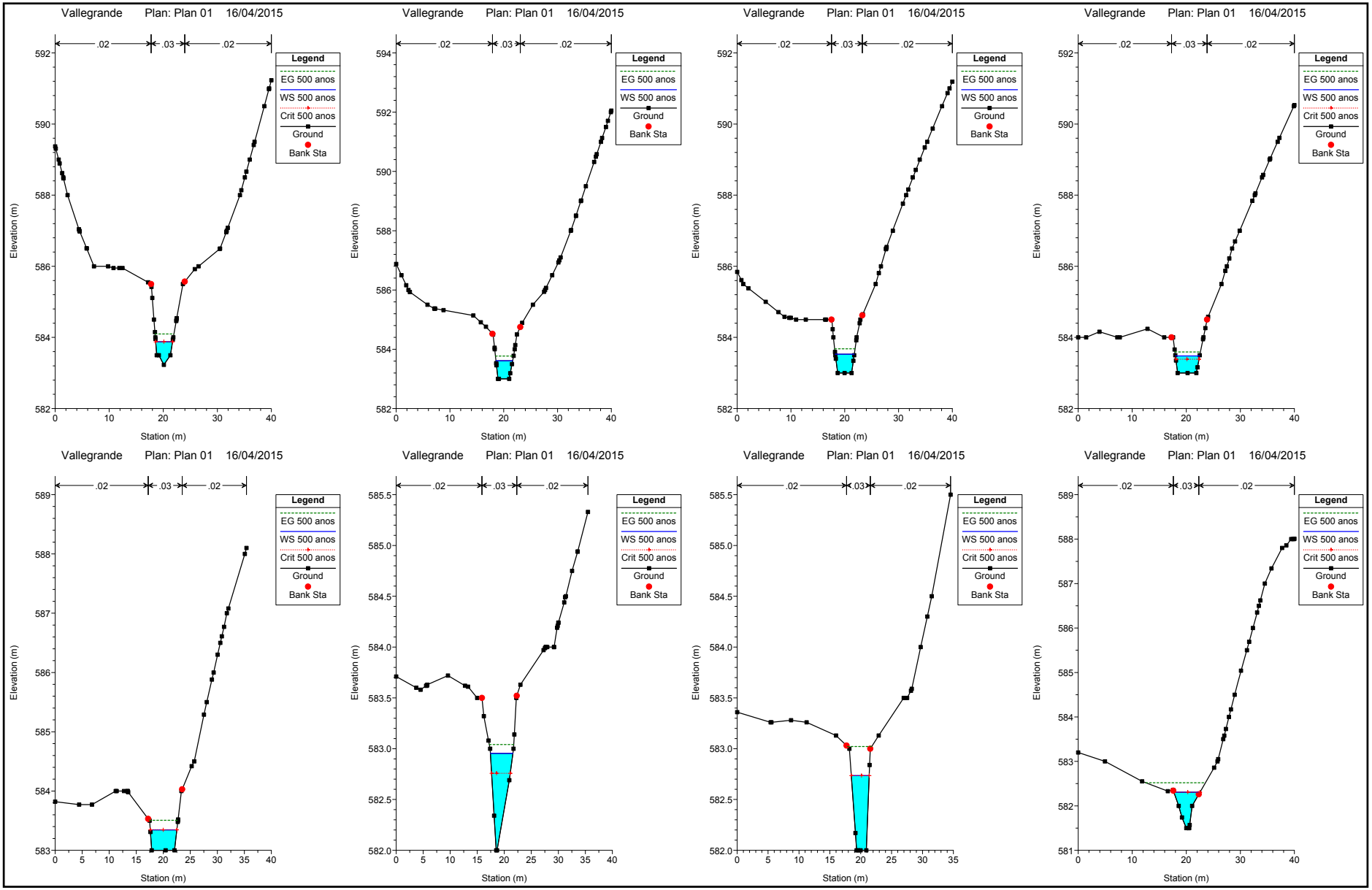
Resultados del Modelo Hidráulico para T 500 años

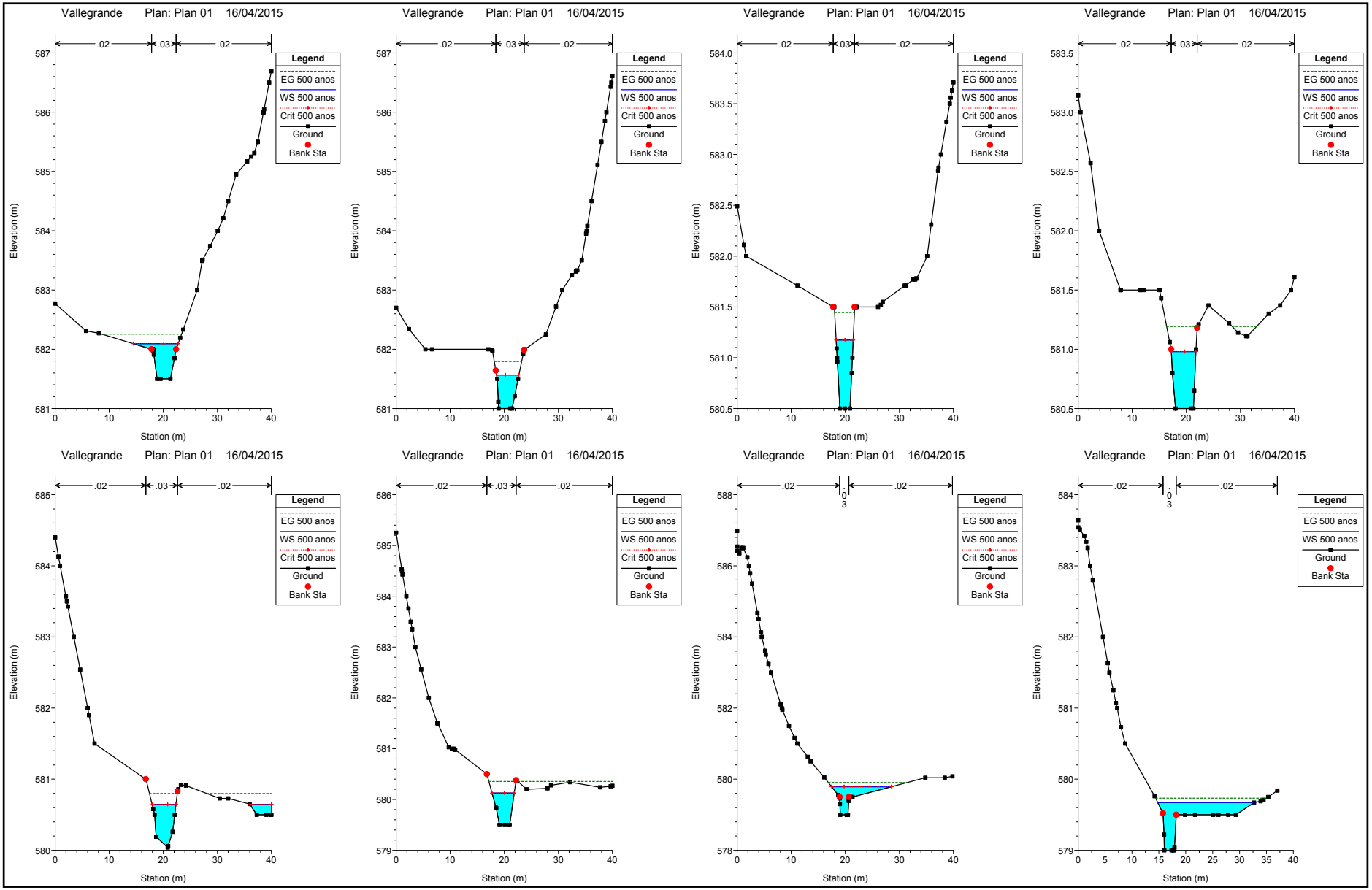

Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 500 anos
WS 500 anos
Crit 500 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 500 anos
WS 500 anos
Crit 500 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 500 anos
WS 500 anos
Crit 500 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 500 anos
WS 500 anos
Crit 500 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 500 anos
WS 500 anos
Crit 500 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 500 anos
WS 500 anos
Crit 500 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 500 anos
WS 500 anos
Crit 500 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 500 anos
WS 500 anos
Crit 500 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02
.03
.02
Legend
EG 500 anos
WS 500 anos
Crit 500 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

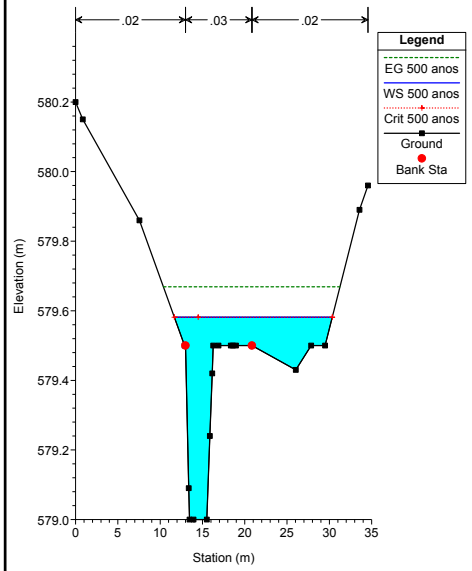

Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 500 anos
WS 500 anos
Crit 500 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 500 anos
WS 500 anos
Crit 500 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

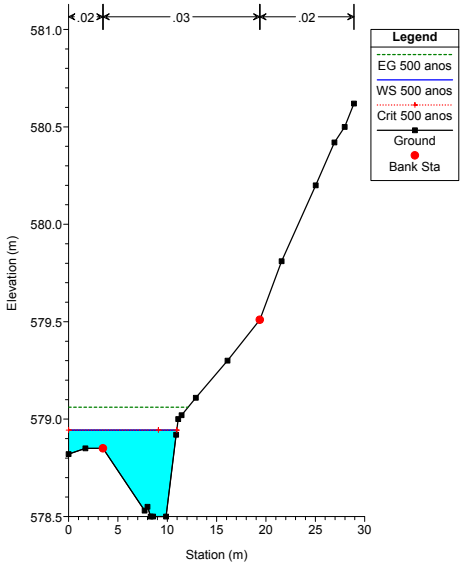

Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 500 anos
WS 500 anos
Crit 500 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02
.03
.02
Legend
EG 500 anos
WS 500 anos
Crit 500 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

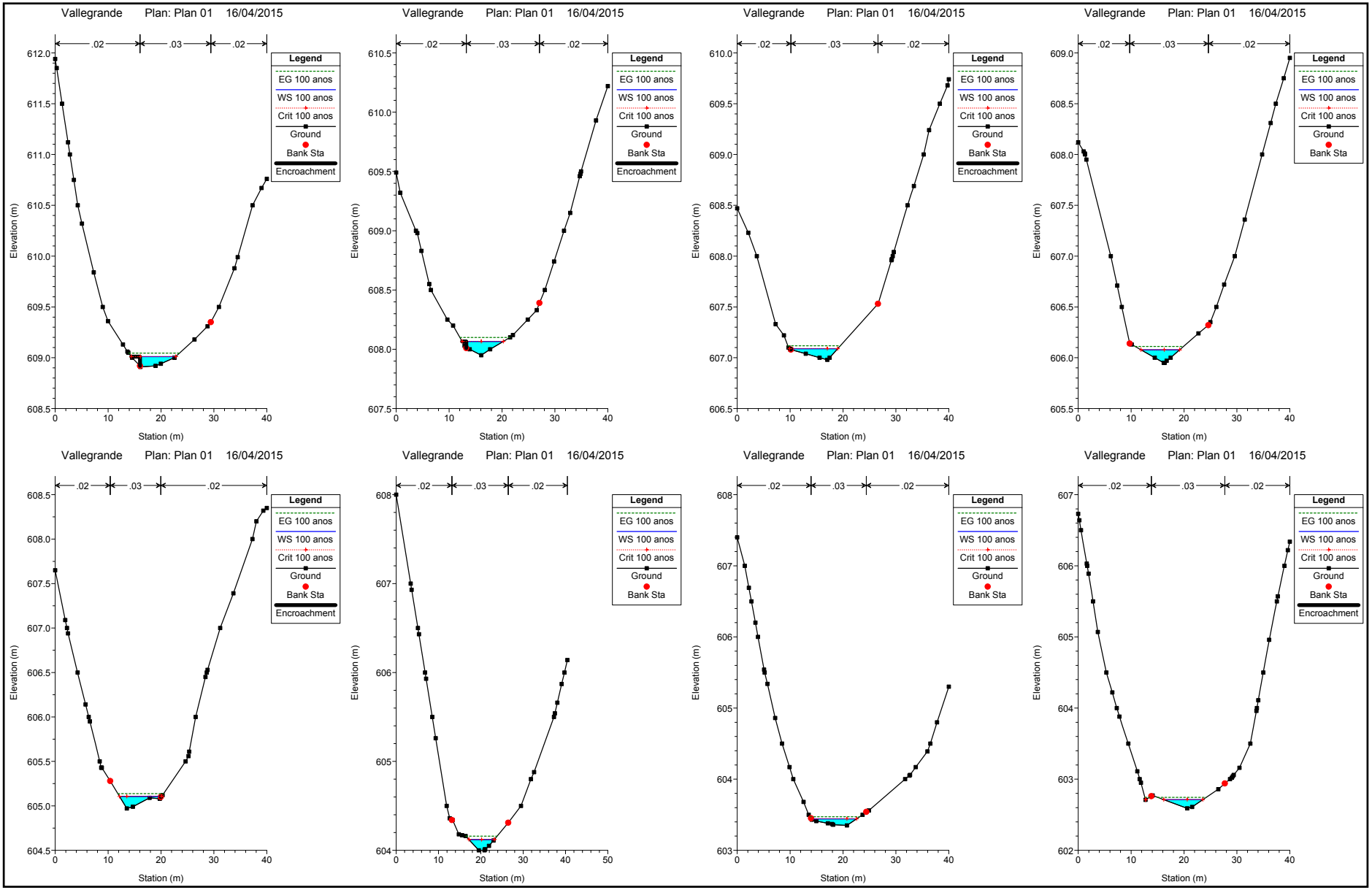
Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015

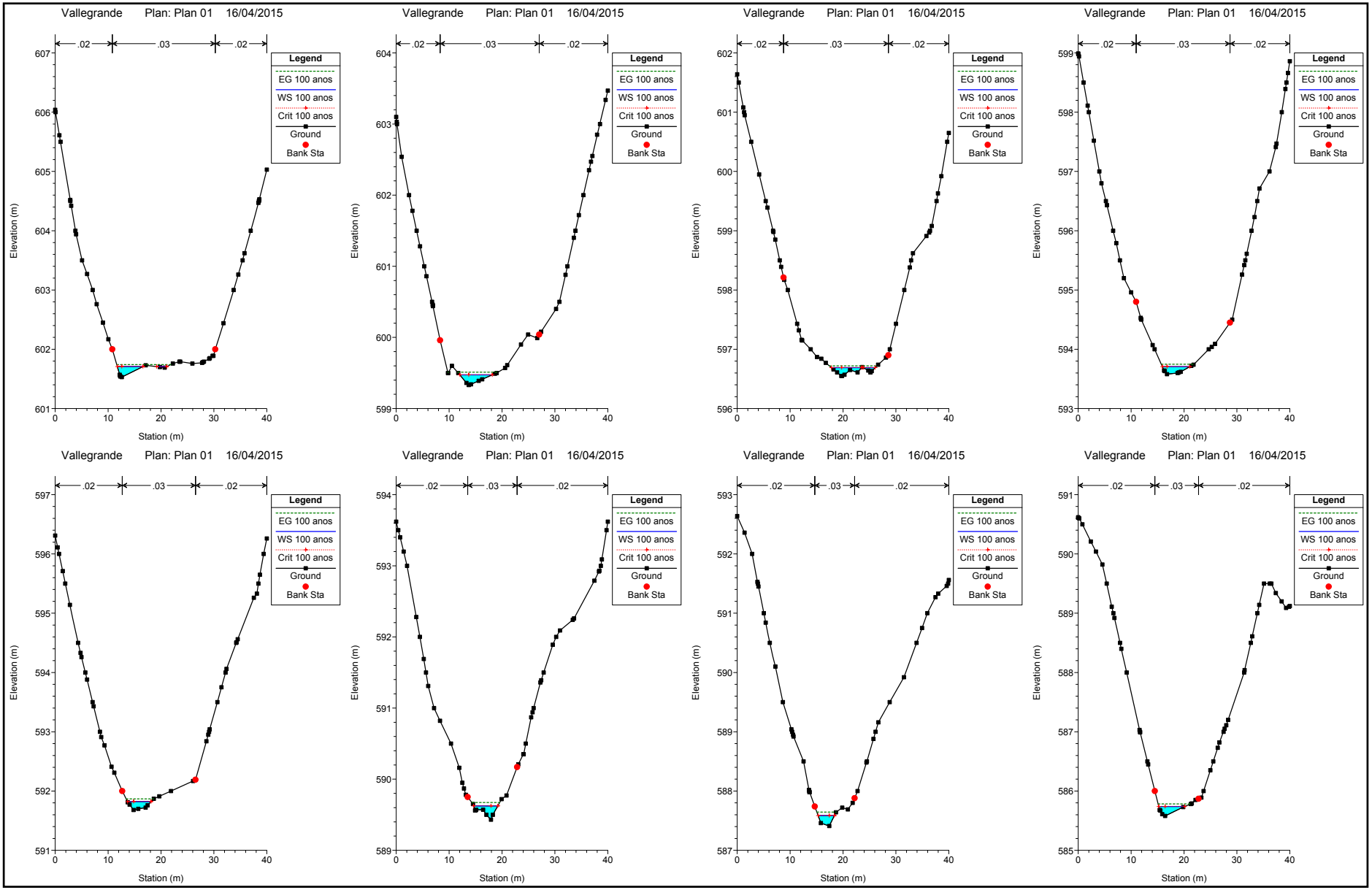


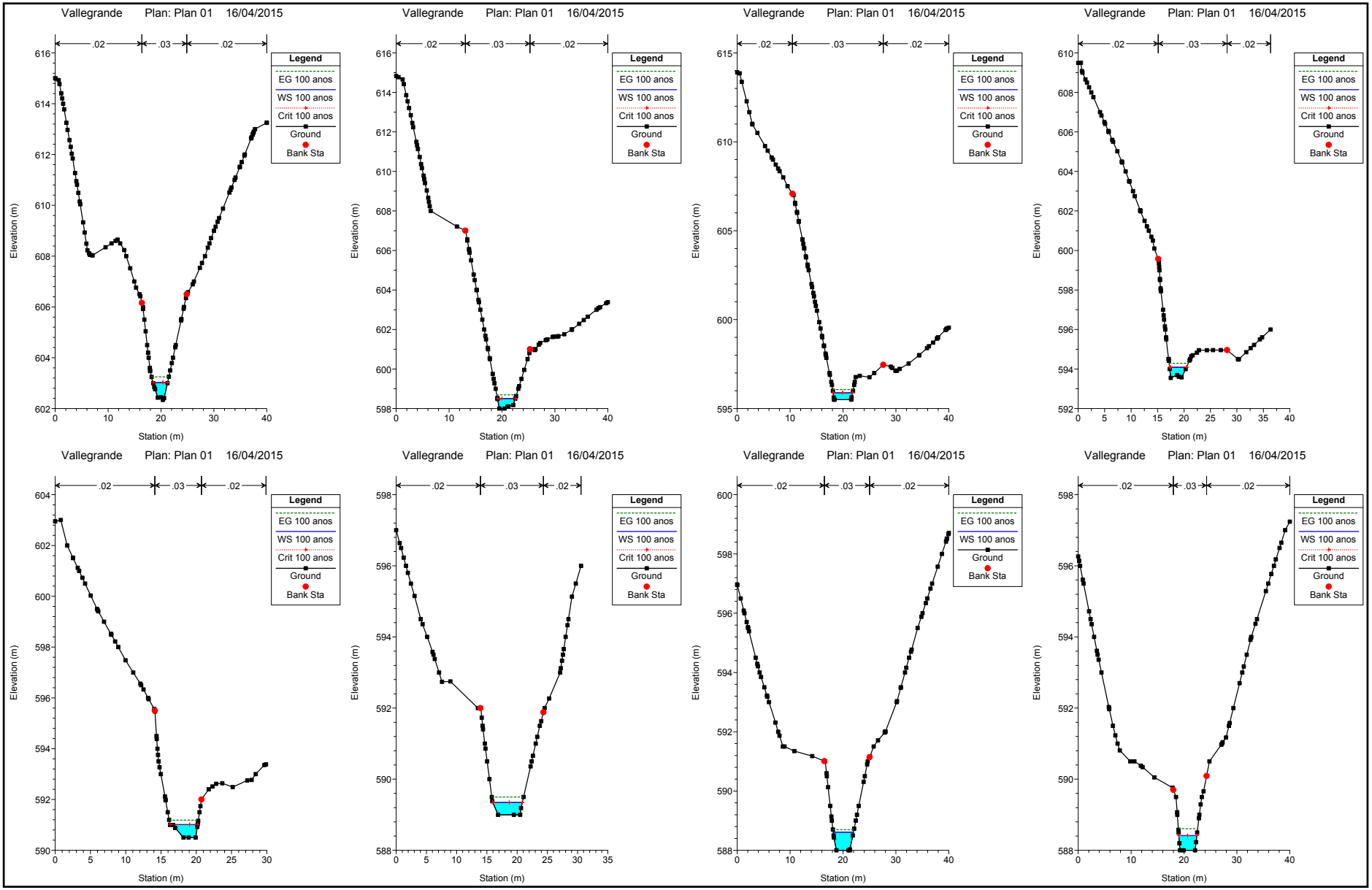
Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015

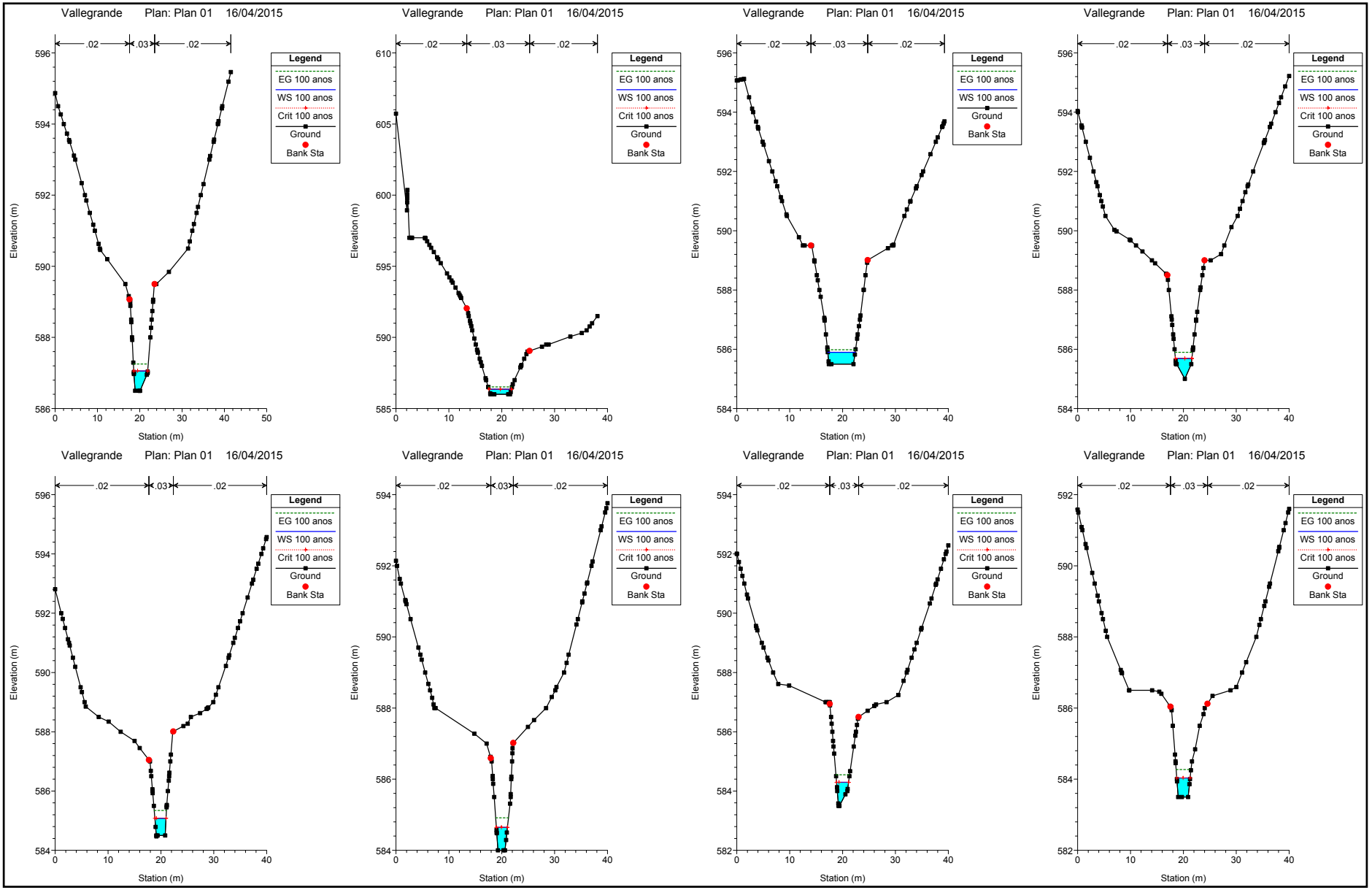


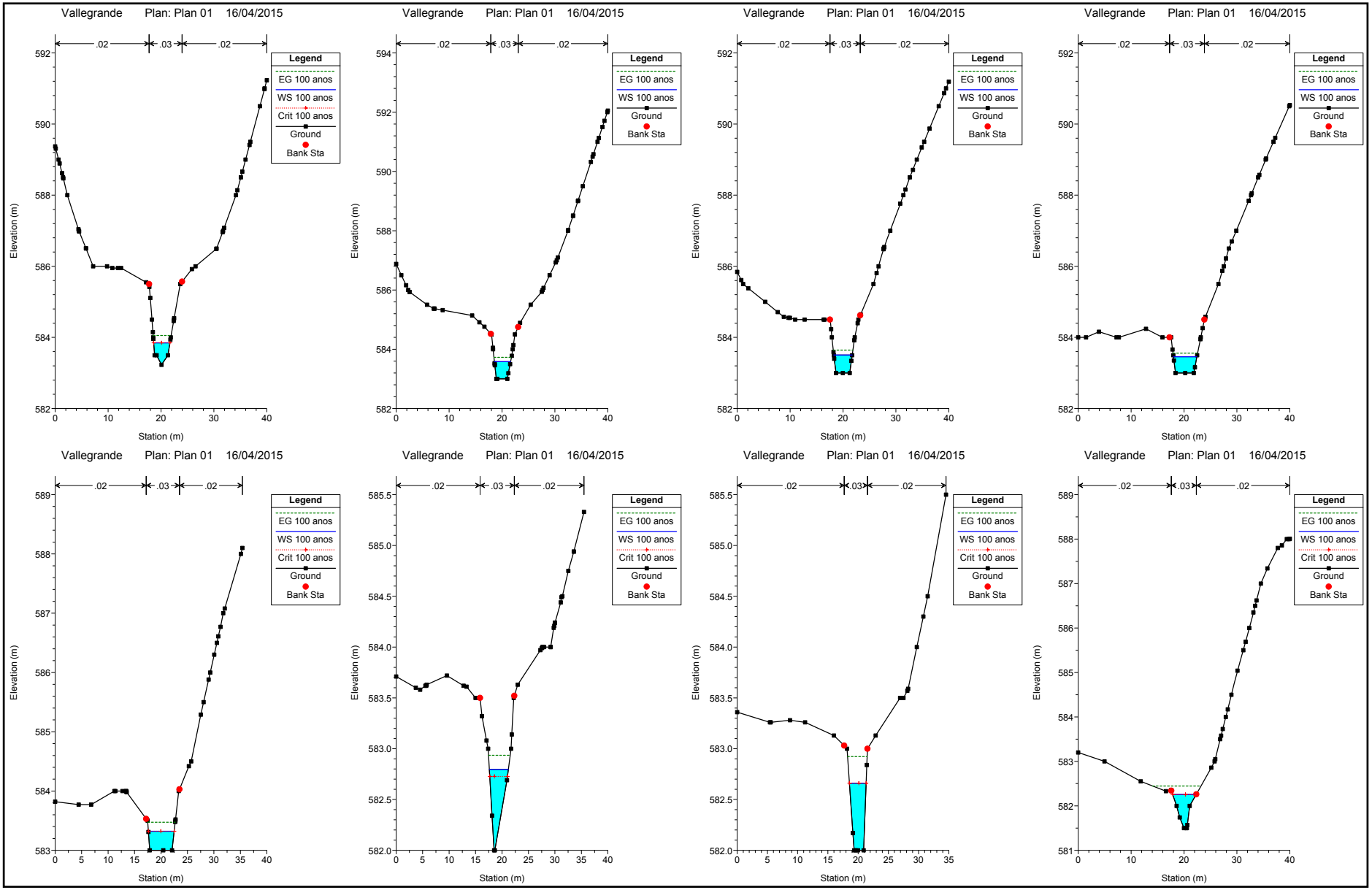
Resultados del Modelo Hidráulico para Vía de Intenso Desagüe

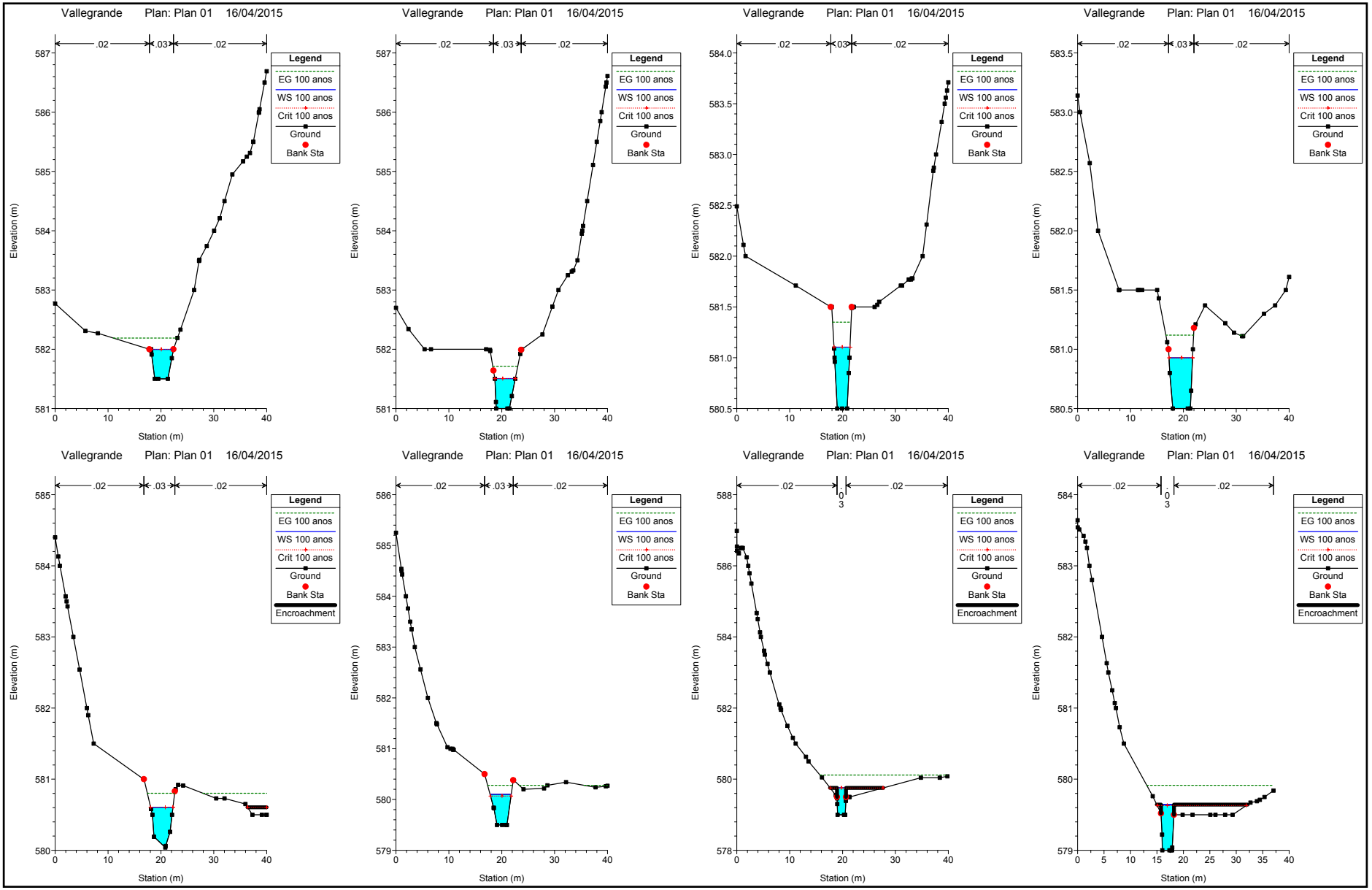

Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 100 anos
WS 100 anos
Crit 100 anos
Ground
Bank Sta
Encroachment
Elevation (m)
Station (m)


Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02
.03
.02
Legend
EG 100 anos
WS 100 anos
Crit 100 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

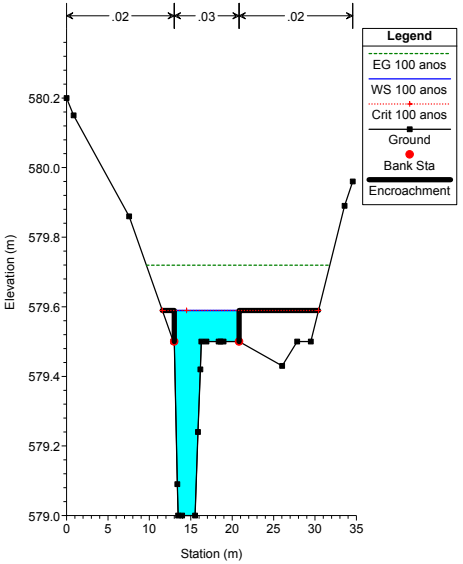
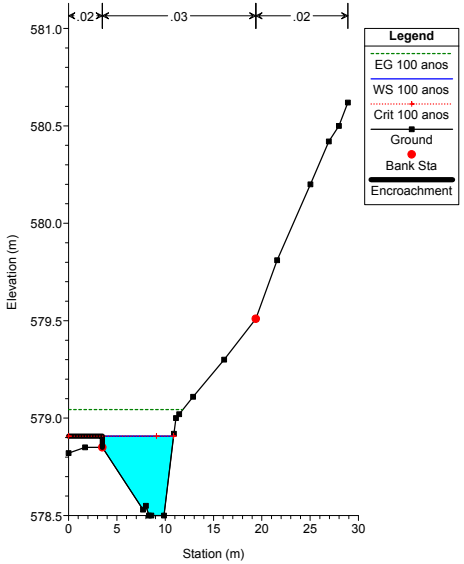

Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02
.03
.02
Legend
EG 100 anos
WS 100 anos
Crit 100 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02
.03
.02
Legend
EG 100 anos
WS 100 anos
Crit 100 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02 .03 .02
Legend
EG 100 anos
WS 100 anos
Crit 100 anos
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015
.02
.03
.02
Legend
EG 100 anos
WS 100 anos
Crit 100 anos
Ground
Bank Sta
Encroachment
Elevation (m)
Station (m)

Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015



Vallegrande Plan: Plan 01 16/04/2015