



INSTITUTO PARA LA DIVERSIFICACIÓN Y AHORRO DE LA ENERGÍA  
C/ Madera, 8 - 28004 Madrid  
Teléfono: 91.456.49.00  
Fax: 91 523 04 14

## **PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)**



### **PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA**

#### **TOMO 3 ANEJOS (I/II)**

P210F27  
ENERO 2016 REV. 0 ACT. 0



**SENER**

## PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS (T.M. ARANDA DE DUERO)

### ÍNDICE GENERAL

#### TOMO 1 MEMORIA PLAN DE EMERGENCIA

CAPÍTULO 1	IDENTIFICACIÓN DE LA PRESA Y DEL DOCUMENTO
CAPÍTULO 2	DESCRIPCIÓN DE LA PRESA, EL EMBALSE Y SU ENTORNO
CAPÍTULO 3	ORGANIZACIÓN GENERAL. MEDIOS Y RECURSOS
CAPÍTULO 4	NORMAS DE ACTUACIÓN EN EMERGENCIAS
CAPÍTULO 5	ZONIFICACIÓN TERRITORIAL Y ESTIMACIÓN DE DAÑOS

PLANOS ÁREAS INUNDABLES ESCALA 1:25.000

APÉNDICE 1	FORMULARIOS TIPO
APÉNDICE 2	DIRECTORIO DE PERSONAL PROPIO ASIGNADO AL PLAN
APÉNDICE 3	DIRECTORIO DE MEDIOS PROPIOS ASIGNADOS AL PLAN
APÉNDICE 4	DIRECTORIO DE RECURSOS HUMANOS Y MATERIALES AJENOS ASIGNADOS AL PLAN
APÉNDICE 5	DIRECTORIO DE ORGANISMOS Y ORGANIZACIONES RELACIONADAS CON EL PLAN

#### TOMO 2 DOCUMENTO DE OPERATIVIDAD DEL PLAN DE EMERGENCIA

#### TOMO 3 ANEJOS AL PLAN DE EMERGENCIA (I/II)

ANEJO 1	JUSTIFICACIÓN DEL ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD DE LA PRESA
ANEJO 2	JUSTIFICACIÓN DE LA ZONIFICACIÓN TERRITORIAL Y ESTIMACIÓN DE DAÑOS

#### TOMO 4 ANEJOS AL PLAN DE EMERGENCIA (II/II)

ANEJO 3	JUSTIFICACIÓN DE LAS NORMAS DE ACTUACIÓN
ANEJO 4	JUSTIFICACIÓN DE LA ORGANIZACIÓN Y DE LOS MEDIOS Y RECURSOS



INSTITUTO PARA LA DIVERSIFICACIÓN Y AHORRO DE LA ENERGÍA  
C/ Madera, 8 - 28004 Madrid  
Teléfono: 91.456.49.00  
Fax: 91 523 04 14

## PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA VIRGEN DE LAS VIÑAS



### ANEJOS A LA MEMORIA

P210F27  
ENERO 2016 REV. 0 ACT. 0



**SENER**



INSTITUTO PARA LA DIVERSIFICACIÓN Y AHORRO DE LA ENERGÍA  
C/ Madera, 8 - 28004 Madrid  
Teléfono: 91.456.49.00  
Fax: 91 523 04 14

## PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA VIRGEN DE LAS VIÑAS



### ANEJO 1 JUSTIFICACIÓN DEL ANÁLISIS DE SEGURIDAD DE LA PRESA

P210F27  
ENERO 2016 REV. 0 ACT. 0



**SENER**



**PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS.  
T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)**

\* \* \*

**PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES  
POR ROTURA O AVERÍA**

**ANEJO 1  
JUSTIFICACIÓN DEL ANÁLISIS DE  
SEGURIDAD DE LA PRESA**

**Ref.:** P210F27  
**Revisión nº:** 0  
**Actualización nº:** 0  
**Fecha:** ENERO 2016  
**Fichero:** Anejo 01 Rev0\_Act0.docx

<b>Preparado por:</b> J.A. Alvarado del Peso	<b>Revisado por:</b> J.R. Bartolomé Sualdea	<b>Responsable:</b> L. Posse Hernanz	<b>Validado por:</b> C. López Ocón
<b>Entidad:</b> SENER, Ingeniería y Sistemas, S.A. Función: Ing. Especialista	<b>Entidad:</b> SENER, Ingeniería y Sistemas, S.A. Función: Director de Proyecto	<b>Entidad:</b> IDAE Función: Jefe de la Unidad Operativa	<b>Entidad:</b> IDAE Función: Director Plan de Emergencia
<b>Fecha y Firma:</b>  21/01/2016	<b>Fecha y Firma:</b>  21/01/2016	<b>Fecha y Firma:</b>  21/01/2016	<b>Fecha y Firma:</b>  21/01/2016

[illegible]

REGISTRO DE EVOLUCIÓN			
Rev.	Act.	Estado de Autorización Documentación que lo edita o aprueba	Fecha documentos edit./aprb.
0	0	Edición inicial	21/01/2016

## ÍNDICE

<b>1.</b>	<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>2.</b>	<b>FENÓMENOS DESENCADENANTES DEL PROCESO DE FALLO .....</b>	<b>2</b>
1.1.	Avenida .....	2
1.1.1.	Objeto .....	2
1.1.2.	Definición del fenómeno desencadenante .....	2
1.1.3.	Análisis de las avenidas.....	3
1.2.	Anomalías en la operación o funcionamiento de compuertas .....	3
1.2.1.	Objeto .....	3
1.2.2.	Definición del fenómeno desencadenante .....	3
1.2.3.	Posibles efectos de la indisponibilidad de compuertas .....	3
1.2.4.	Particularidades del sistema de compuertas de la Presa Virgen de las Viñas.....	3
1.2.4.1.	Inspección visual .....	5
1.3.	Comportamiento anormal de la Presa.....	5
1.3.1.	Objeto .....	5
1.3.2.	Definición del fenómeno desencadenante .....	5
1.3.3.	Particularidades de la Presa de Virgen de las Viñas .....	5
1.3.3.1.	Control de subpresiones .....	6
1.3.3.2.	Control topográfico .....	7
1.3.4.	Deterioro de las presas. Causas y posibles efectos. ....	10
1.4.	Deslizamiento de laderas.....	22
1.4.1.	Objeto .....	22
1.4.2.	Definición del fenómeno desencadenante .....	22
1.4.3.	Posibles efectos del deslizamiento de ladera .....	22
1.4.4.	Análisis del Embalse de Virgen de las Viñas frente a deslizamientos de ladera .....	23
1.5.	Actos de Sabotaje y Vandalismo .....	24
1.5.1.	Objeto .....	24
1.5.2.	Definición del fenómeno desencadenante .....	24
1.5.3.	Posibles efectos del sabotaje y vandalismo.....	24
1.6.	Sismo .....	25
1.6.1.	Objeto .....	25
1.6.2.	Definición del fenómeno desencadenante .....	25
1.6.3.	Análisis de la sismicidad.....	25
1.6.4.	Posibles efectos del sismo.....	33
1.7.	Rotura o Avería grave de presas situadas aguas arriba .....	34
1.7.1.	Objeto .....	34
1.7.2.	Definición del fenómeno desencadenante .....	34
1.7.3.	Análisis del fenómeno.....	34
1.8.	Resumen.....	38
<b>2.</b>	<b>INDICADORES DE EVENTOS .....</b>	<b>39</b>
<b>3.</b>	<b>UMBRALES PARA LOS DIFERENTES ESCENARIOS DE EMERGENCIA .....</b>	<b>40</b>
3.1.	Justificación de umbrales.....	40
3.1.1.	Umbrales de Avenida .....	40
3.1.1.1.	Introducción .....	40
3.1.1.2.	Metodología .....	40
3.1.1.3.	Determinación de umbrales .....	41
3.1.2.	Umbrales derivados de las Anomalías en la operación o funcionamiento de compuertas .....	46
3.1.3.	Umbrales de Auscultación .....	48
3.1.3.1.	Metodología Propuesta .....	48

3.1.3.2	Determinación de umbrales	48
3.1.3.3	Determinación de la ley de subpresiones teórica	49
3.1.4.	Umbrales de deslizamiento de laderas.....	51
3.1.4.1.	Introducción	51
3.1.4.2.	Metodología	51
3.1.5.	Umbrales derivados de la vigilancia e inspección y mantenimiento .....	52
3.1.6.	Umbrales de Sismo .....	52
3.1.6.1.	Metodología	52
3.1.6.2.	Criterios de aplicación del método	52
3.1.6.3.	Determinación de umbrales	53
3.2.	Tablas resumen de umbrales.....	53
4.	<b>CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE .....</b>	<b>56</b>
	<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>65</b>

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE GRÁFICOS

## 1. INTRODUCCIÓN

El objeto del presente anejo, como su nombre indica, es la realización del análisis de la seguridad de la presa.

El procedimiento seguido es el siguiente:

- a) Selección de fenómenos desencadenantes que pudieran disminuir la seguridad de la presa e incluso la rotura de la misma, como avenidas, anomalías o mal funcionamiento de compuertas, comportamiento anormal de la presa, sismos, etc. De cada uno de ellos se realiza un breve análisis donde se justifica su elección en base a su ocurrencia y a los efectos que podría ocasionar en la presa.
- b) Para cada uno de los fenómenos desencadenantes definidos se determinan el o los indicadores que permitan evaluar los efectos sobre la presa. Los indicadores pueden ser de dos tipos: cuantitativos o cualitativos.
  - Los indicadores cuantitativos permiten evaluar el efecto producido por el fenómeno desencadenante a partir de variables cuantificables como puede ser el nivel de embalse, apertura de una junta, etc.
  - Los indicadores cualitativos se refieren a efectos no medibles, como la aparición de humedad en el paramento aguas abajo, aparición de fisuras, etc.
- c) Determinación de umbrales límite para justificar el paso a un escenario de emergencia. Estos umbrales se designan sobre las magnitudes medidas por los indicadores y son específicas para cada fenómeno desencadenante. La determinación de estos umbrales se justifica mediante un análisis de cada caso.

## 2. FENÓMENOS DESENCADENANTES DEL PROCESO DE FALLO

De entre todas los fenómenos desencadenantes capaces de poner en peligro la seguridad de la Presa de Virgen de las Viñas, y que aparecen relacionados en la tabla nº 1 del capítulo 3 de la Guía Técnica para la Elaboración de Planes de Emergencia de Presas (Ref. 1)\*, se analizan únicamente aquellos que se consideran más factibles teniendo en cuenta las características específicas de la presa.

Las situaciones iniciadoras analizadas por orden creciente en cuanto a la posibilidad de ocurrencia son las siguientes:

- Avenidas
- Anomalías en la operación o funcionamiento de compuertas
- Comportamiento anormal de la presa
- Deslizamiento de laderas
- Actos de Sabotaje y Vandalismo
- Sismo
- Rotura o Avería grave de presas situadas aguas arriba
- Otras anomalías

### 1.1. Avenida

#### 1.1.1. Objeto

El objeto de este apartado es analizar la situación de emergencia producida por una avenida, justificándose razonadamente la existencia del fenómeno.

En los siguientes apartados se definirán los indicadores empleados para la detección del fenómeno y se establecerán los umbrales para el establecimiento del escenario de emergencia que corresponda.

#### 1.1.2. Definición del fenómeno desencadenante

El suceso se inicia cuando se produce o se prevé un aumento apreciable del caudal del río.

Las fases de su posible desarrollo serían las siguientes:

- Precipitación, deshielo.
- Incremento del caudal del río
- Incremento del nivel de embalse.
- Vertido por aliviadero y demás órganos de desagüe.
- Aumento del nivel del embalse
- Inundaciones y daños aguas abajo de la presa.
- Rotura de la presa

\* Todas las referencias mencionadas en el Anejo 1 se relacionan en la página 57.



### 1.1.3. Análisis de las avenidas

Para la determinación de umbrales se han evaluado los hidrogramas esperados para diferentes períodos de retorno, especialmente los correspondientes a las avenidas definidas como de Proyecto y Extrema en el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses (Ref. 2), y la determinación de los niveles de embalse asociados.

En este estudio se ha empleado el hidrograma propuesto por el Soil Conservation Service (S.C.S.) incluido en el Apéndice nº 1 'Estudio de Avenidas' del Anejo nº 2 'Justificación de la Zonificación Territorial y Estimación de Daños' del presente documento, donde se justifica debidamente la metodología utilizada para la obtención de los hidrogramas para diferentes periodos de retorno.

## 1.2. **Anomalías en la operación o funcionamiento de compuertas**

### 1.2.1. Objeto

El objeto de este apartado es analizar la situación de emergencia producida por la indisponibilidad total o parcial de compuertas.

### 1.2.2. Definición del fenómeno desencadenante

El suceso se inicia cuando se produce una indisponibilidad total o parcial de compuertas, ya sea por fallo en el suministro eléctrico, avería en el sistema de accionamiento o por operaciones de mantenimiento.

Las fases de su posible desarrollo serían las siguientes:

- Indisponibilidad o mal funcionamiento de compuertas
- Avenida
- Incremento del nivel de embalse
- Vertido por coronación
- Daños parciales de la presa e incluso rotura
- Inundaciones aguas abajo de la presa
- Inundaciones aguas arriba de la presa
- Daños a poblaciones o instalaciones situadas aguas abajo

### 1.2.3. Posibles efectos de la indisponibilidad de compuertas

- Rebosamiento de compuertas
- Rebosamiento de la presa
- Rotura de la presa

### 1.2.4. Particularidades del sistema de compuertas de la Presa Virgen de las Viñas

La Presa de Virgen de las Viñas está concebida para crear un salto al objeto de aprovechar las aguas en la Central Hidroeléctrica de Pie de Presa, la cual forma parte de la propia presa.

La presa está dotada de dos compuertas de superficie, tres compuertas de fondo y una toma de agua para la central.

Las compuertas de superficie son del tipo vagón, de dimensiones de tablero de doce por tres (12 x 3) metros, estructura de acero mecano-soldadas dotadas de cierre a tres lados y dispositivos rompe lámina en su parte superior. Las compuertas se accionan por medio de motorreductores eléctricos (uno por compuerta), que actúan sobre un tren de engranajes acoplado a un eje de transmisión. Estas compuertas son de regulación automática (apertura-cierre) con cota de coronación 792,30 en posición cerrada y son las encargadas de mantener el nivel del embalse a la cota 792,25. Esto se realiza mediante un detector del nivel real del embalse y un cuadro de control y maniobra que emite las órdenes de apertura y cierre de compuertas según la diferencia existente entre el nivel de consigna (792,25) y el real.

Cualquier aportación que llega al embalse, será evacuado por la toma de la central hasta un máximo de 24,5 m<sup>3</sup>/s) o bien por las compuertas de superficie de la presa de forma que se cumpla siempre que el caudal aportado es igual a la suma de los caudales desaguados por la toma y las compuertas.

Para conseguir este objetivo, las compuertas se abren alternativamente y con velocidad proporcional a la aportación. La apertura máxima en regulación automática del nivel de embalse es de 2,6 m. A partir de esta posición "situación de avenida" abren a tope situándose en la parte inferior del tablero a la cota 795,80 y dejando de regular el nivel del embalse. Para la reposición al estado primitivo (cierre de compuerta y regulación automática del nivel) es necesaria la reposición manual del sistema automático.

Respecto a la fiabilidad del accionamiento de las compuertas se dispone de tres posibilidades:

- Alimentación normal de la Red eléctrica de la Compañía IBERDROLA
- Alimentación de emergencia a través de un grupo electrógeno (exclusivo para este fin) que entra automáticamente a falta de tensión de la compañía eléctrica.
- Accionamiento totalmente manual por volante desde la plataforma de compuertas.

Los cuadros de control de estas compuertas están conectados a una central de telealarmas que emite los datos al exterior vía Modem telefónico.

- Nivel máximo a cota 792,55
- Nivel máximo (boya extrema de seguridad) a cota 792,65
- Nivel mínimo (con la condición de compuerta no cerrada) a cota 792,00
- Defecto eléctrico en compuertas o falta de tensión en cuadro de control
- Apertura de compuerta a 2,00 m
- Entrada del grupo electrógeno de emergencia

Las alarmas transmitidas vía MODEM serán recibidas secuencialmente por el Vigilante in situ, las Oficinas de IDAE en Madrid y el Jefe de Explotación.

En cuanto a las compuertas de fondo, estas son básicamente para limpieza del fondo de presa y vaciado del embalse por debajo de la cota 789,30 m, y complementariamente para apoyo a evacuaciones de avenida si fuera necesario. Su accionamiento es oleohidráulico con alimentación eléctrica normal (Red) y de emergencia (grupo electrógeno) además de disponer de bomba manual.

#### 1.2.4.1. Inspección visual

Durante el proceso de redacción del presente Plan de Emergencia se realizó una visita a la presa con el fin de inspeccionar y evaluar el estado de las compuertas del aliviadero, de las compuertas de los desagües de fondo, del funcionamiento del grupo de emergencia así como el resto de elementos electromecánicos.

En el momento de efectuar la inspección, se constató:

- El correcto arranque del grupo de emergencia
- La existencia de la correspondiente manivela para el izado de las compuertas tipo vagón, en caso de fallo general de alimentación eléctrica; la manivela se encuentra sobre una mesa en la sala de la central próxima al transformador.
- La existencia del electrogrupo de comando de las compuertas tajadera y la correspondiente palanca, ya colocada en su posición de trabajo para el caso de fallo general eléctrico.
- Las condiciones de limpieza y mantenimiento general de los distintos equipos era buena.

### 1.3. Comportamiento anormal de la Presa

#### 1.3.1. Objeto

El objeto de este apartado es analizar la situación de emergencia producida por un conjunto de causas, normalmente detectadas por el sistema de auscultación a disponer en la presa o mediante inspección visual, como pueden ser la falta de resistencia al corte del cimientó, la erosión interna del cimientó, etc., que se reflejan en deterioros en la presa con la aparición de grietas, pérdidas de alineación, movimiento entre bloques, aumento de filtraciones, etc.

#### 1.3.2. Definición del fenómeno desencadenante

El suceso se inicia cuando se detecta, bien por el análisis de los instrumentos de auscultación (indicadores cuantitativos) o bien por las inspecciones periódicas (indicadores cualitativos), anomalías que pudieran alterar la seguridad de la presa.

#### 1.3.3. Particularidades de la Presa de Virgen de las Viñas

La observación estructural de la presa de Virgen de las Viñas se lleva a cabo a través de dos sistemas complementarios. Por un lado se lleva una inspección visual genérica, de vigilancia. Esta actividad se realiza por personal no especializado, simplemente adocetrinado en su misión y en los aspectos que debe observar. La vigilancia de tipo visual, no especializada, es muy importante: muchos de los defectos detectados en las presas lo han sido gracias a observaciones directas y no por medio de aparatos.

No existe ningún indicio en las variables controladas desde un punto visual que suponga un comportamiento errático, anormal o inseguro de la presa o de la roca de cimentación. Esta afirmación está confirmada por las visitas de inspección a la presa.

Como sistema complementario se ha instalado en 2005 un sistema de control, auscultación y medición basado en la colocación ad hoc de aparatos en la presa y en el terreno. Se consigue con ello controlar básicamente dos parámetros, fundamentales en una presa de hormigón y que influyen decisivamente en su comportamiento durante la fase de explotación: las subpresiones bajo el cimientó y los movimientos en coronación de la presa.

Esta labor requiere, además de los aparatos, de un personal especializado para manejarlos, mantenerlos e interpretarlos. La interpretación final de los resultados se hace en gabinete (a través de la Empresa Ingeniería de Instrumentación y Control, S.A. IIC, Grupo EP), comparándolos con las que deben resultar según el proyecto.

#### 1.3.3.1. Control de subpresiones

Se instalaron dos (2) piezómetros de cuerda vibrante en el estribo de la margen izquierda. Para instalación se realizaron sendas perforaciones (una por sensor) de diámetro 90 mm y 30° de inclinación respecto a la horizontal por debajo de la escala de peces existente hasta introducirse aproximadamente 2,00 m por debajo del contacto del cimiento de la presa (cotas aproximadas de 771,00 y 771,50).

Cada piezómetro se colocó en el interior del sondeo, dentro de un tubo de acero inoxidable previsto y lleva conectado el cable de señal necesario para llegar hasta su caja de centralización y lectura, que se sitúa en el piso superior de la Central. La señal de salida de los piezómetros es de 4-20 mA, para lo cual se utilizaron los conversores necesarios. Para llevar los dos cables protegidos desde la boca de los sondeos hasta la caja de centralización, se instaló un tubo de acero galvanizado fijado al paramento hasta entrar en el edificio de la Central y hasta la caja de centralización.



La caja de centralización y lectura de los dos piezómetros se sitúa en un armario con puerta y frontal serigrafiado. En el frontal del armario se integran los dos indicadores digitales, que presentarán la lectura de cada piezómetro, configurables y con teclado frontal para la presentación de la medida de presión absoluta de cada sensor. Estos indicadores disponen también de sensores de alarma conectados a un indicador luminoso en el frontal para señalar que se ha sobrepasado los niveles de alarma prefijados.

Las características más importantes de los piezómetros son las siguientes:

- Rango de medida: 0 – 3,5 Kg/cm<sup>2</sup>
- Sensibilidad: 0,01 kg/cm<sup>2</sup>
- Precisión: 0,5% del rango
- Sellado: Hermético, al vacío
- T<sup>a</sup> de trabajo: -20°C a 70°C
- Filtro de acero sensibilizado
- Sobrepresión admisible: 150% del rango

Este sistema de control permite su conexión al programa de adquisición de datos existente actualmente en la central.

Con estos equipos se puede obtener la subpresión actuante bajo el cimient, en la sección controlada, con gran precisión y de forma que pueda detectarse cualquier anomalía de la red de drenaje o inyección de la presa.



"Instituto para la diversificación y ahorro de energía (IDAE)"  
Sistema de auscultación P. Virgen de las Viñas, Enero 2006

### 3.3.5. Valores iniciales piezometría

Los valores iniciales en los dos piezómetros instalados, valores "cero", a partir de los que se habrá de determinar la evolución de las subpresiones en el cimient, son los siguientes:

PCV – 1 - 1,06 Kp/cm<sup>2</sup>

PCV – 2 - 0,86 Kp/cm<sup>2</sup>

Estos valores corresponden al día 1 de Diciembre de 2005, con una cota del nivel de embalse de 787,00 m.s.n.m., estimada en planos, ya que la presa estaba en situación de vertido por encima de las compuertas.

### 1.3.3.2. Control topográfico

Para el control topográfico de movimientos en coronación de la presa se procedió al mismo tiempo a la instalación de una base topográfica para el estacionamiento de un Taquímetro automático de precisión durante las lecturas junto a la caseta de aforos ubicada aguas abajo de la presa en su margen derecha, mediante un pilar de hormigón armado construido al efecto. La propia base está empotrada en la parte superior del pilar y dispone de un sistema de centraje forzoso, de acero inoxidable y con tapa de acero inoxidable con cierre de protección antivandalismo.



En uno de los estribos de la presa, junto a coronación, se instala una mira fija de referencia, consistente en una diana de puntería anclada a un dado de hormigón fijo o a algún elemento existente que se pueda considerar como fijo.

Para el control de movimientos a lo largo de la coronación de la presa se dispone de un total de seis (6) bases empotradas cerca del paramento de aguas abajo y sobre las que se fija el prisma de puntería al efectuar las lecturas.

Dos de ellas están ubicadas en el edificio de la central (margen derecha), tres en las pilas del aliviadero (zona central de la presa) y una en el hormigón de la margen izquierda.

#### CONTROL TOPOGRÁFICO DE LA PRESA DE LAS VIÑAS

NIVEL DE EMBALSE: 787 m.s.n.m.

PUNTO DE CONTROL	CAMPANA INICIAL (20/12/2005)			CAMPANA			DESPLAZAMIENTOS (mm)			
	X	Y	Z	X	Y	Z	dX	dY	Módulo	dZ
1	99.0490	601.7193	11.7490	99.0490	601.7193	11.7490	0.0	0.0	0.0	0.0
2	113.5603	573.1143	13.4752	113.5603	573.1143	13.4752	0.0	0.0	0.0	0.0
3	116.6940	586.3537	15.0533	116.6940	586.3537	15.0533	0.0	0.0	0.0	0.0
4	130.1961	586.3809	15.0644	130.1961	586.3809	15.0644	0.0	0.0	0.0	0.0
5	143.6860	586.3661	15.0497	143.6860	586.3661	15.0497	0.0	0.0	0.0	0.0
6	151.7027	589.8773	11.7433	151.7027	589.8773	11.7433	0.0	0.0	0.0	0.0

Precisión esperada:  $\pm 1$  mm

Criterio de signos de los desplazamientos

dX	{	(+) Desplazamiento hacia el estribo izquierdo
		(-) Desplazamiento hacia el estribo derecho
dY	{	(+) Desplazamiento aguas arriba
		(-) Desplazamiento aguas abajo
dZ	{	(+) Elevación
		(-) Descenso

Estas bases son piezas metálicas de acero galvanizado preparadas para empotrar en hormigón y con una pieza en el extremo sobre la que se adaptaría el prisma de puntería en las lecturas. Los primas de referencia son de vidrio óptico de gran calidad y su función es la de reflejar el rayo láser de tipo infrarrojo que les llega desde la unidad de lectura.

Los aparatos de auscultación de la presa y la periodicidad de las medidas realizadas son las siguientes:

- Piezómetros: Semanal
- Control topográfico: Anual

Las frecuencias de lectura indicadas se intensifican durante períodos de avenida, o si se detecta alguna actividad sísmica, o cualquier tipo de anomalía en el comportamiento de la presa.

Como elementos de instrumentación en la explotación existen:

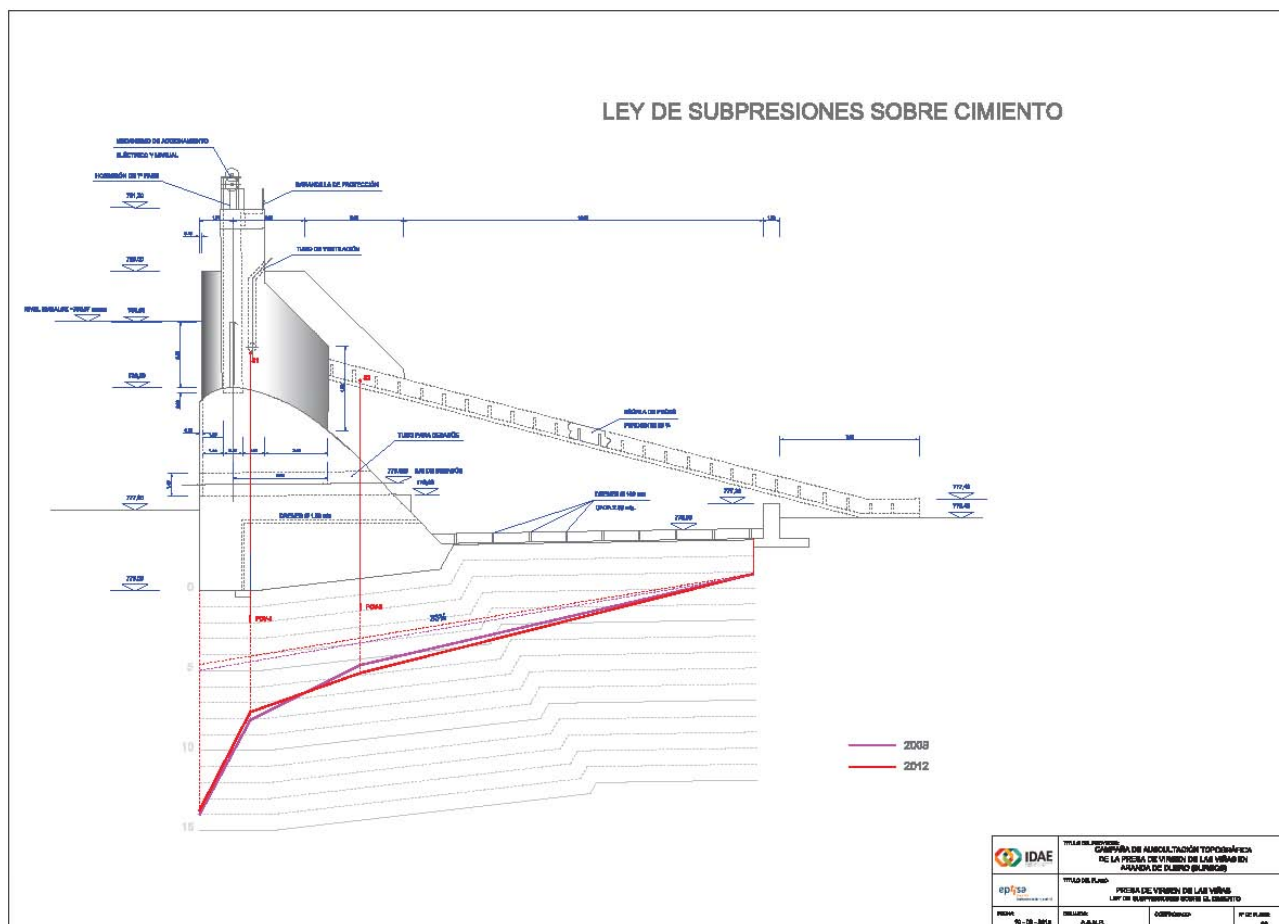
- Sonda de captación de nivel, situada en la margen derecha de la presa
- Captadores de apertura de compuertas
- Cuadro de control y regulación de compuertas de superficie
- Cuadro de maniobra de compuertas de fondo

En la presa de Virgen de las Viñas se toman diariamente los datos que se recogen en el Parte diario de la Presa, según se refleja en las Normas de Explotación, Conservación y Vigilancia de la Presa

Los datos necesarios para llevar a cabo una correcta explotación técnica, son recogidos por el personal de operación de las instalaciones.



Se presentan a continuación un resumen de las lecturas de los piezómetros instalados a lo largo de las dos campañas de lecturas, así como las lecturas de control topográfico realizado.

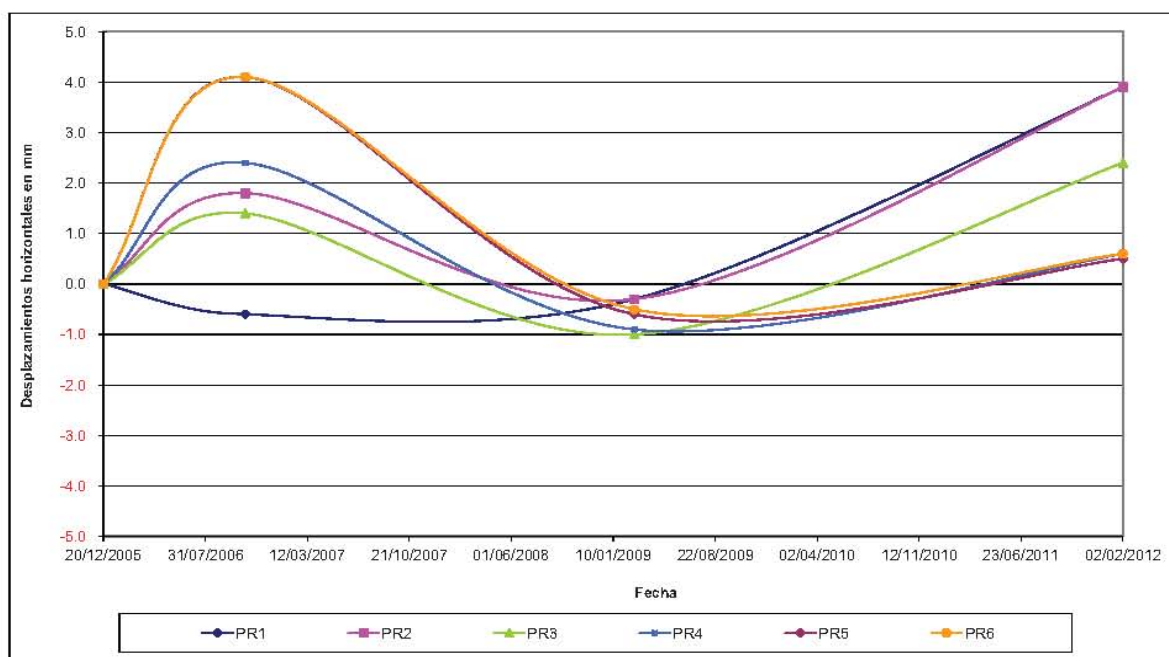




SITUACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS DE INSTRUMENTACIÓN Prismas . EJE X



EVOLUCIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN EL EJE X

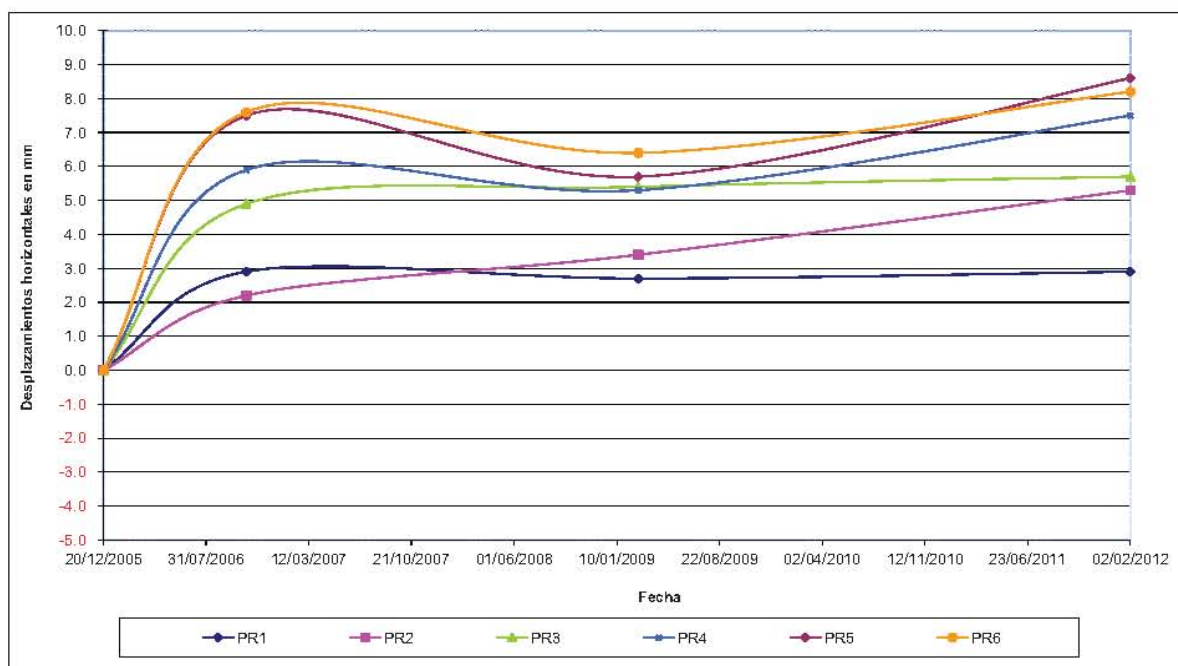


SITUACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS DE INSTRUMENTACIÓN Prismas . EJE Y



Criterio de signos de los desplazamientos	dX	(+) Desplazamiento Estribo izquierdo
		(-) Desplazamiento Estribo Derecho
	dY	(+) Desplazamiento hacia Aguas Arriba
		(-) Desplazamiento hacia Aguas Abajo
	dZ	(+) Elevación
		(-) Asiento

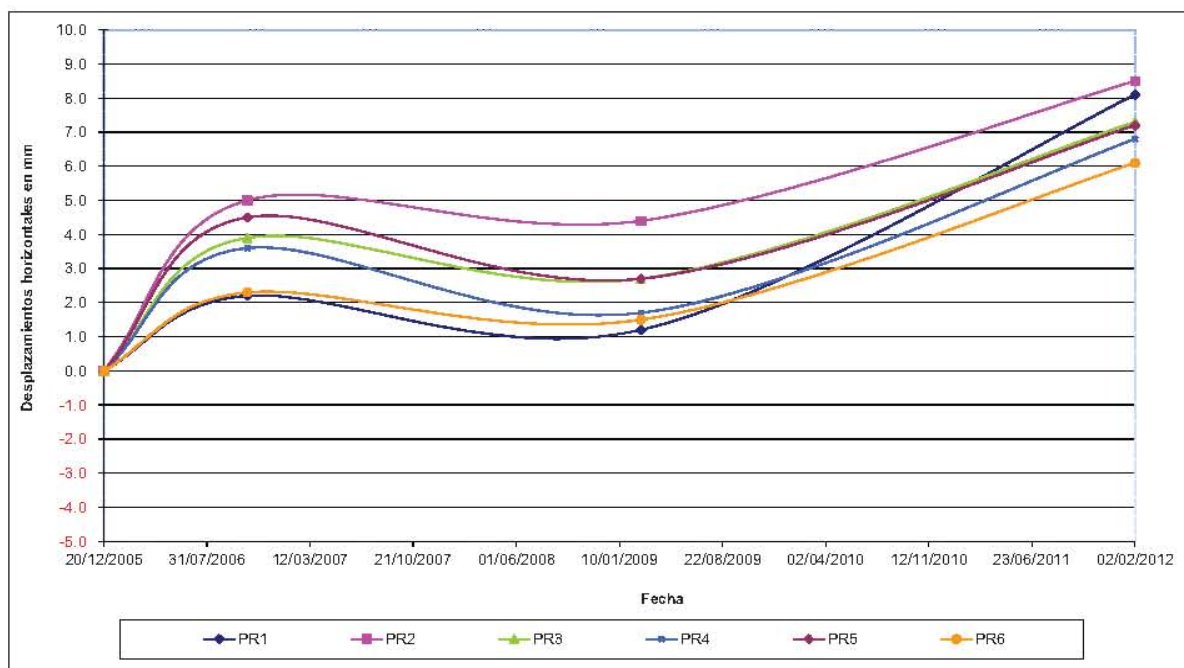
EVOLUCIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN EL EJE Y



SITUACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS DE INSTRUMENTACIÓN Prismas . EJE Z



EVOLUCIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN EL EJE Z



A la vista de los resultados arrojados por las campañas de control realizadas se concluye que:

- Los movimientos detectados por los controles topográficos están dentro de los valores esperados en la estructura del cuerpo de presa, debido a los cambios térmicos y a la precisión de los equipos de medida. Aún así, siempre es importante un control periódico con el fin de detectar posibles movimientos anómalos, tanto en los meses cálidos como en los fríos.
- Por lo que respecta a la piezometría, los valores medidos, de 55% en el piezómetro1 situados aguas arriba y de 44% en el 2, se encuentran entre los valores habituales para un cimiento sin red de drenaje como es el que nos ocupa. Aún así se están estudiando la posibilidad de proceder a la automatización de la lectura de estos equipos para disponer de un seguimiento pormenorizado de las subpresión.

#### 2.3.4. Deterioro de las presas. Causas y posibles efectos.

También siguiendo los criterios del borrador de la Guía Técnica (Ref. 1) se relacionan a continuación otras causas de menor importancia, que pueden provocar daños en la presa, aunque es muy improbable que sean causa de su rotura.

#### **Ciclos de hielo-deshielo**

Deterioro del hormigón  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Incremento de tensiones  
Pérdida de resistencia del hormigón  
Pérdida de peso  
Lavado del hormigón  
Fisuración progresiva

##### Acción del hielo

Deterioro del hormigón  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Concentración de tensiones  
Pérdida de la integridad estructural  
Fallo del aliviadero  
Fisuración progresiva

##### Efectos térmicos

Deterioro del hormigón  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Incremento de tensiones  
Redistribución de tensiones  
Movimientos en la presa  
Pérdida de la integridad estructural



Fisuración progresiva

Cargas imprevistas sobre la presa

Deformación de la presa  
Deformación del cimiento  
Pérdida de alineaciones  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Concentración de tensiones  
Incremento de tensiones  
Redistribución de tensiones  
Movimientos en la presa  
Incremento de subpresiones  
Fractura del cimiento  
Fisuración progresiva

Reacciones químicas en el hormigón

Deterioro del hormigón  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Incremento de tensiones  
Pérdida de resistencia del hormigón  
Pérdida de peso  
Lavado del hormigón  
Fisuración progresiva

Ataque por sulfatos

Deterioro del hormigón  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Incremento de tensiones  
Pérdida de resistencia del hormigón  
Pérdida de peso  
Lavado del hormigón  
Fisuración progresiva

Lavado del hormigón

Deterioro del hormigón  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Incremento de tensiones  
Pérdida de resistencia del hormigón  
Pérdida de peso  
Pérdida del esqueleto sólido  
Pérdida de mortero

Fisuración progresiva

Envejecimiento del hormigón

Deterioro del hormigón  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Incremento de tensiones  
Pérdida de resistencia del hormigón  
Pérdida de peso  
Lavado del hormigón  
Pérdida del esqueleto sólido  
Fisuración progresiva

Retracción del hormigón

Deterioro del hormigón  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Incremento de tensiones  
Redistribución de tensiones  
Movimientos en la presa  
Pérdida de la integridad estructural  
Fisuración progresiva

Expansión del hormigón

Deterioro del hormigón  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Incremento de tensiones  
Redistribución de tensiones  
Movimientos en la presa  
Pérdida de la integridad estructural  
Fisuración progresiva

Agrietamiento del hormigón

Deterioro del hormigón  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Incremento de tensiones  
Redistribución de tensiones  
Movimientos en la presa  
Pérdida de la integridad estructural

Porosidad del hormigón

Deterioro del hormigón

Incremento de filtraciones  
Lavado del hormigón  
Pérdida del esqueleto sólido  
Pérdida de mortero

Fractura del hormigón

Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Concentración de tensiones  
Pérdida de resistencia del hormigón  
Redistribución de tensiones  
Movimientos en la presa  
Pérdida de la integridad estructural  
Rotura de la presa

Deterioro del hormigón

Deterioro del hormigón  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Incremento de tensiones  
Pérdida de resistencia del hormigón  
Pérdida de peso  
Lavado del hormigón  
Pérdida del esqueleto sólido  
Fisuración progresiva

Concentraciones de tensiones

Deformación del cimiento  
Deterioro del hormigón  
Reducción del factor de seguridad  
Movimientos en la presa  
Pérdida de la integridad estructural  
Fractura del cimiento  
Fisuración progresiva

Sobretensiones en la presa

Deformación de la presa  
Pérdida de alineaciones  
Deterioro del hormigón  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Movimientos en la presa  
Fisuración progresiva



#### Deslizamiento de la presa

Pérdida de alineaciones  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Movimientos en la presa  
Fisuración progresiva  
Rotura de la presa

#### Movimientos en la presa

Pérdida de alineaciones  
Incremento de filtraciones  
Concentración de tensiones  
Incremento de tensiones  
Redistribución de tensiones  
Incremento de subpresiones  
Acodalamiento de compuertas  
Fallo del aliviadero  
Rotura de pilas o guías  
Fisuración progresiva  
Rotura de la presa

#### Apertura de juntas

Incremento de filtraciones  
Lavado del hormigón  
Incremento de subpresiones  
Pérdida de control de la presa  
Aislamiento de la presa

#### Cegado de drenes

Reducción del factor de seguridad  
Redistribución de tensiones  
Incremento de subpresiones  
Rotura de la presa

#### Autosellado de grietas

Reducción del factor de seguridad  
Redistribución de tensiones  
Incremento de subpresiones

#### Movimiento de los estribos

Pérdida de alineaciones  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones

Concentración de tensiones  
Incremento de tensiones  
Redistribución de tensiones  
Movimientos en la presa  
Fallo del aliviadero  
Rotura de pilas o guías  
Deslizamiento de laderas  
Fisuración progresiva  
Rotura de la presa

Vertido sobre la presa

Erosión del pie  
Rotura de pilas o guías  
Incremento de cargas  
Rotura de compuertas  
Pérdida de control de la presa  
Aislamiento de la presa  
Rotura de la presa

Movimientos del cimiento

Deformación de la presa  
Pérdida de alineaciones  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Concentración de tensiones  
Incremento de tensiones  
Redistribución de tensiones  
Movimientos en la presa  
Incremento de subpresiones  
Fractura del cimiento  
Pérdida de capacidad portante en el cimiento  
Fisuración progresiva  
Rotura de la presa

Sobretensiones en el cimiento

Deformación de la presa  
Deformación del cimiento  
Pérdida de alineaciones  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Movimientos en la presa  
Incremento de subpresiones  
Fractura del cimiento  
Fisuración progresiva  
Rotura de la presa

#### Subpresiones anómalas

Pérdida de alineaciones  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Pérdida de capacidad portante en el cimiento  
Rotura de la presa

#### Deterioro del cimiento

Deformación del cimiento  
Pérdida de alineaciones  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Concentración de tensiones  
Redistribución de tensiones  
Movimientos en la presa  
Incremento de subpresiones  
Pérdida de capacidad portante en el cimiento  
Colapso del cimiento  
Fallo del aliviadero  
Fisuración progresiva

#### Fallo en el drenaje del cimiento

Reducción del factor de seguridad  
Redistribución de tensiones  
Movimientos en la presa  
Incremento de subpresiones  
Pérdida de capacidad portante en el cimiento  
Rotura de la presa

#### Apertura de grietas y fallas del cimiento

Deformación del cimiento  
Pérdida de alineaciones  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Concentración de tensiones  
Incremento de tensiones  
Redistribución de tensiones  
Movimientos en la presa  
Fractura del cimiento  
Pérdida de capacidad portante en el cimiento  
Colapso del cimiento  
Rotura de la presa

#### Reapertura de cavidades

Deformación del cimientó  
Pérdida de alineaciones  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Concentración de tensiones  
Incremento de tensiones  
Redistribución de tensiones  
Movimientos en la presa  
Fractura del cimientó  
Pérdida de capacidad portante en el cimientó  
Colapso del cimientó  
Rotura de la presa

Colapso de cavidades

Deformación del cimientó  
Pérdida de alineaciones  
Reducción del factor de seguridad  
Incremento de filtraciones  
Concentración de tensiones  
Incremento de tensiones  
Redistribución de tensiones  
Movimientos en la presa  
Fractura del cimientó  
Pérdida de capacidad portante en el cimientó  
Colapso del cimientó  
Rotura de la presa

Vertido sobre compuertas

Rotura de pilas o guías  
Rotura de compuertas

No operatividad del aliviadero

Rebosamiento de la presa  
Rebosamiento de compuertas

Aterramiento de los desagües

Pérdida de capacidad de desagüe  
Pérdida de capacidad del desagüe de fondo  
Pérdida del control de sueltas  
Imposibilidad de vaciado  
Pérdida de control de la presa

Pérdida de capacidad del cauce

Pérdida de capacidad de desagüe

Pérdida de capacidad del desagüe de fondo

No operatividad del desagüe de fondo

Pérdida del control de sueltas

Imposibilidad de vaciado

Saturación de las laderas del embalse

Deslizamiento de laderas

Oleaje en el embalse

Erosión del pie

Rebosamiento puntual de la presa

Rebosamiento puntual de compuertas

Nuevas vías de filtración en el vaso

Pérdida de capacidad portante en el cimiento

Colapso del cimiento

Fallo en la alimentación eléctrica

Fallo del aliviadero

Pérdida de capacidad de desagüe

Fallo del desagüe de fondo

Pérdida del control de sueltas

Imposibilidad de vaciado

Pérdida de control de la presa

Aislamiento de la presa

No operatividad del grupo electrógeno

Fallo del desagüe de fondo

Incremento de riesgo de fallo

Fallo en la iluminación

Pérdida de control de la presa

No operatividad de los accesos

Pérdida de control de la presa

Aislamiento de la presa

No operatividad de las comunicaciones

Pérdida de control de la presa  
Aislamiento de la presa

Perdida de control de la presa

Incremento de riesgo de fallo  
Imposibilidad de medidas correctoras

Aislamiento de la presa

Incremento de riesgo de fallo  
Imposibilidad de medidas correctoras

#### **1.4. Deslizamiento de laderas**

##### **1.4.1. Objeto**

El objeto de este apartado es analizar la situación de emergencia producida por un deslizamiento de terreno en las laderas del embalse o en las proximidades de la presa.

##### **1.4.2. Definición del fenómeno desencadenante**

El suceso se inicia cuando se produce un deslizamiento de terreno capaz de comprometer la integridad de la presa.

Se pueden distinguir dos tipos de deslizamientos:

- dentro del vaso
- en las inmediaciones de la cerrada

El primero consiste en la caída de un gran volumen de material al vaso del embalse, capaz de provocar una sobreelevación de la lámina de agua de una altura tal que vierta por encima de coronación, comprometiendo la estabilidad de la presa.

El segundo, que en parte incluye al caso anterior, consiste en la caída de material cerca de la presa. Este material podría dañar órganos de la presa tales como el aliviadero, las compuertas, los desagües de fondo, etc. Si el material procediera de los estribos de la presa, podría comprometer seriamente su estabilidad.

##### **1.4.3. Posibles efectos del deslizamiento de ladera**

- Afección a órganos vitales
- Aterramiento del desagüe de fondo
- Oleaje extraordinario
- Rebosamiento puntual de la presa
- Rebosamiento puntual de compuertas
- Interrupción de accesos
- Incremento de filtraciones
- Fallo del desagüe de fondo

- Imposibilidad de vaciado
- Incremento de cargas
- Rotura de la presa

#### 1.4.4. Análisis del Embalse de Virgen de las Viñas frente a deslizamientos de ladera

Se ha llevado a cabo un reconocimiento geológico de detalle del entorno de la presa, con el objeto de conocer y evaluar los riesgos geológicos existentes y establecer las medidas de corrección pertinentes.

El río Duero discurre muy encajado en la llanura formada por el nivel de terraza aluvial que la circunda. Este fuerte encajamiento natural del río ha provocado que éste se encuentre erosionando el sustrato rocoso (rocas en general blandas), dejando colgado el nivel de terraza superior. Las laderas en ambos márgenes del río presentan taludes muy verticalizados, con importante vegetación arbórea.

Aguas arriba de la presa, así como en la zona situada tras la curva del meandro, aguas abajo de la misma y a partir de 300 m de distancia, no se han detectado procesos de inestabilidad importantes, si bien por factores intrínsecos al material, tales como la estructuración de las capas de terreno y la litología de las mismas, hacen que sean potencialmente inestables ante procesos externos, como puedan ser los provocados por la erosión del agua en avenidas.

En efecto, la presencia en la coronación de estos taludes del nivel de terraza, formado por terrenos poco consolidados, así como las características propias de los materiales que forman el sustrato rocoso subyacentes a estos, formados por una alternancia de niveles cementados, competentes, y niveles lutíticos de menor consistencia y fácilmente erosionables, hacen que estas laderas sean presenten un riesgo medio de erosión y estabilidad al deslizamiento.

En las inmediaciones de la presa, aguas abajo de la misma, y en ambos márgenes, se han detectado procesos de erosión importantes, provocados por socavación durante la última avenida del río. En el margen derecho la altura que alcanzó el agua del río superó la altura de los muros de protección existentes, erosionando el sustrato rocoso. Los niveles arcillosos y margosos, situados por debajo de los paquetes areniscos de mayor resistencia, fueron erosionados, lo que dio lugar a inestabilidad generalizada de la ladera con desplomes de grandes bloques por descalce del nivel superior competente, así como deslizamientos en general de pequeña magnitud, que afectan a los niveles superiores de terraza. En la actualidad esta ladera puede calificarse con alto riesgo de erosión y deslizamientos.

En la ladera izquierda los procesos erosivos y de deslizamiento se prolongan desde el muro de gaviones situado próximo a la presa, hasta la curva del meandro que marca el río, a unos 100 m de distancia, coincidente con el final de las instalaciones bodegueras situada en esa zona. En este margen se han observado una importante erosión en la zona baja, que ha provocado deslizamientos más generalizados, que afectan a la parte superior del talud, en donde aparecen grietas de tracción.

Otros síntomas de inestabilidad de la ladera son evidenciados por la presencia de árboles y vegetación de menor porte caídos o tumbados. Por lo tanto esta ladera presenta un alto riesgo al deslizamiento que afectaría a la totalidad del talud.



## 1.5. Actos de Sabotaje y Vandalismo

### 1.5.1. Objeto

El objeto de este apartado es analizar la situación de emergencia producida por un acto de sabotaje o vandalismo, que como es evidente siempre es posible su ocurrencia.

### 1.5.2. Definición del fenómeno desencadenante

Dado que es imposible abarcar todos los tipos de sabotaje y/o vandalismo, nos ceñimos en este caso al sabotaje por colocación de un explosivo en la presa o por desperfectos en la misma. De este modo, el suceso se inicia cuando se detecta o se recibe un aviso de colocación de un artefacto explosivo que pueda afectar directa o indirectamente a la presa o se localizan desperfectos en la presa, producidos por actos vandálicos.

La amenaza puede ser comunicada a la central, organismos oficiales, medios de comunicación, etc.

Las fases del desarrollo de amenaza de bomba serían las siguientes:

- Aviso de la colocación de un artefacto explosivo
- Imposibilidad de localizar o desactivar el artefacto
- Explosión
- Daños a personas y/o instalaciones
- Inundaciones aguas abajo (Rotura de Compuertas)

### 1.5.3. Posibles efectos del sabotaje y vandalismo

- Afección a órganos vitales de la presa
- Afección a la presa
- Interrupción de accesos
- No operatividad de mecanismos
- Fallo del aliviadero
- Fallo del desagüe de fondo
- Rotura de pilas o guías
- Rotura de compuertas
- Deslizamiento de laderas
- Pérdida de control de la presa
- Rotura de la presa

## 1.6. Sismo

### 1.6.1. Objeto

El objeto de este apartado es analizar la situación de emergencia producida por un terremoto, justificándose razonadamente la existencia del fenómeno.

### 1.6.2. Definición del fenómeno desencadenante

El suceso se inicia cuando se produce un movimiento sísmico tal que pueda ser percibido en el emplazamiento de la presa.

### 1.6.3. Análisis de la sismicidad

La Presa de Virgen de las Viñas se encuentra ubicada en una región de actividad sísmica baja con relación a la Península Ibérica. En un radio de unos 80 Km de distancia, se ha constatado que se ha producido un único sismo de intensidad entre V y VII según la escala MSK (o magnitud entre 4 y 6 según la escala Richter) entre 1901 y 1960. Y en los últimos 40 años se han registrado únicamente sismos en un radio de 50 Km de intensidades reducidas (entre III y V) o de magnitudes bajas (menores de 4).

En la zona donde se ubica la presa de Virgen de las Viñas no se han sentido intensidades mayores de VII (escala MSK).

En Gráfico 1, Mapa de Peligrosidad Sísmica de la norma de construcción sismorresistente NCSE-94 (Ref. 4) vigente se estima una aceleración máxima en el entorno de la presa menor a 0,04g.

En el Gráfico 2, extraído del Mapa de sismicidad del Instituto Nacional de Sismología (Ref. 4), se distinguen diferentes áreas en función de la intensidad máxima sentida. De acuerdo a este gráfico se puede confirmar que en la zona donde se ubica la presa de Virgen de las Viñas, no se han sentido intensidades mayores de IV (escala MSK). Este dato es de gran interés ya que nos da una idea del efecto de la transmisión de un terremoto lejano hasta la ubicación de la presa, cuyos efectos llegan atenuados.

En el Gráfico 3, extraído igualmente del Mapa de sismicidad del Instituto Nacional de Sismología (Ref. 4) basado en estudios probabilísticos, se asocia un período de retorno de 1000 años a la posibilidad de ocurrencia de un sismo de una intensidad igual a IV en la zona de estudio, o sea, que la probabilidad de ocurrencia de un sismo de estas características en un año se cifra en un 0,1%.

La presa de Virgen de las Viñas se encuentra fuera de las áreas donde son previsibles los sismos de intensidad igual o superior a los de grado IV, delimitadas por la isosista del mapa de "Peligrosidad Sísmica en España" para un período de retorno de 500 años del Instituto Geográfico Nacional, que se incluye en el anejo N°1 de la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo Sísmico (BOE del 25 de mayo de 1995) (Ref. 5) y que se recoge en el Gráfico 4 de este Anejo.

A partir de lo expuesto hasta este punto, se deducen las siguientes conclusiones:

- La presa de Virgen de las Viñas se encuentra situada en un área de una actividad sísmica baja en relación a la Península Ibérica.

- Las intensidades registradas en los últimos 40 años se han estimado menores que V (escala MSK).
- La intensidad máxima sentida ha sido menor de IV.
- La probabilidad anual de ocurrencia de un sismo de intensidad igual a IV se estima en un 0,1%.

De acuerdo con estas conclusiones se puede asegurar que va a ser muy pequeña la probabilidad de que se desencadene un terremoto que sea capaz, por sí solo, de comprometer la estabilidad de la presa.

No obstante y desde el punto de vista de la seguridad, se ha considerado oportuno incluir al sismo dentro del grupo de sucesos desencadenantes.

Para poder establecer la intensidad de un terremoto en la presa, se presenta a continuación la escala de intensidad sísmica MKS (Tabla 1), que determina la intensidad de un terremoto en base a los efectos que se dejan sentir en las edificaciones, construcciones, etc.

TABLA 1: DE ESCALA DE INTENSIDAD M.S.K.

Efectos que definen los grados de intensidad MSK	
a)	Los efectos sentidos por las personas y percibidos en su medio ambiente
b)	Los daños producidos en las construcciones según sus diversos tipos
c)	Los cambios advertidos en la naturaleza. Efectos sobre el terreno
Tipos de construcciones	
Tipo A:	Con muros de mampostería en seco o con barro, de adobes, o de tapial
Tipo B:	Con muros de fábrica de ladrillo, de bloques de mortero, de mampostería con mortero, de sillarejo, entramados de madera
Tipo C:	Con estructura metálica o de hormigón armado
Términos de cantidad	
Los términos de cantidad utilizados en la definición de los grados de intensidad corresponden aproximadamente a los siguientes porcentajes:	
Algunos	5%
Muchos	50%
La mayoría	75%
Clasificación de los daños en las construcciones	
Clase 1.	Daños ligeros: Fisuras en los revestimientos, caída de pequeños trozos de revestimiento.
Clase 2.	Daños moderados: Fisuras en los muros, caída de grandes trozos de revestimiento, caída de tejas, caída de pretilas, grietas en las chimeneas e incluso derrumbamientos parciales en las mismas.
Clase 3.	Daños graves: Grietas en los muros, caída de chimeneas de fábrica o de otros elementos exteriores
Clase 4.	Destrucción: Brechas en los muros resistentes, derrumbamiento parcial, pérdida de enlace entre distintas partes de la construcción, destrucción de tabiques y muros de cerramiento.
Clase 5.	Colapso: Ruina completa de la construcción. Descripción de los grados de intensidad MSK
<b>Grado I</b>	
a)	- La sacudida no es percibida por los sentidos humanos, siendo detectada y registrada solamente por los sismógrafos
<b>Grado II</b>	
a)	- La sacudida es perceptible solamente por algunas personas en reposo, en particular en los pisos superiores de los edificios
<b>Grado III</b>	
a)	- La sacudida es percibida por algunas personas en el interior de los edificios y sólo en circunstancias muy favorables en el exterior de los mismos
	- La vibración percibida es semejante a la causada por el paso de un camión ligero
	- Observadores muy atentos pueden notar ligeros balanceos de objetos colgados, más acentuados en los pisos altos de los edificios
<b>Grado IV</b>	
a)	- El sismo es percibido por personas en el interior de los edificios y por algunas en el exterior
	- Algunas personas se despiertan, pero nadie se atemoriza
	- La vibración es comparable a la producida por el paso de un camión pesado con carga
	- Las ventanas, puertas y vajillas vibran
	- Los pisos y muros producen chasquidos
	- El mobiliario comienza a moverse
	- Los líquidos contenidos en recipientes abiertos se agitan ligeramente

#### Grado V

- a)
  - El sismo es percibido en el interior de los edificios por la mayoría de las personas y por muchas en el exterior
  - Muchas personas que duermen se despiertan y algunas huyen
  - Los animales se ponen nerviosos
  - Las construcciones se agitan con una vibración general
  - Los objetos colgados se balancean ampliamente
  - Los cuadros golpean sobre los muros o son lanzados fuera de su emplazamiento
  - En algunos casos los relojes de péndulo se paran. Los objetos ligeros se desplazan o vuelcan
  - Las puertas o ventanas abiertas baten con violencia
  - Se vierten en pequeña cantidad los líquidos contenidos en recipientes abiertos y llenos
  - La vibración se siente en la construcción como la producida por un objeto pesado arrastrándose
- b)
  - En las construcciones de tipo A son posibles ligeros daños (clase 1)
- c)
  - En ciertos casos modifica el caudal de los manantiales

#### Grado VI

- a)
  - Lo siente la mayoría de las personas, tanto dentro como fuera de los edificios
  - Muchas personas salen a la calle atemorizadas
  - Algunas personas llegan a perder el equilibrio
  - Los animales domésticos huyen de los establos
  - En algunas ocasiones, la vajilla y la cristalería se rompen, los libros caen de sus estantes, los cuadros se mueven y los objetos inestables vuelcan
  - Los muebles pesados pueden llegar a moverse
  - Las campanas pequeñas de torres y campanarios pueden llegar a sonar
- b)
  - Se producen daños moderados (clase 2) en algunas construcciones del tipo A
  - Se producen daños ligeros (clase 1) en algunas construcciones de tipo B y en muchas del tipo A

#### Grado VII

- a)
  - Se producen daños moderados (clase 2) en algunas construcciones del tipo A
  - Se producen daños ligeros (clase 1) en algunas construcciones de tipo B y en muchas del tipo A
- b)
  - Muchas construcciones del tipo A sufren daños graves (clase 3) y algunas incluso destrucción (clase 4)
  - Muchas construcciones del tipo B sufren daños moderados (clase 2)
  - Algunas construcciones del tipo C experimentan daños ligeros (clase 1)
- c)
  - En algunos casos, se producen deslizamientos en las carreteras que transcurren sobre laderas con pendientes acusadas; se producen daños en las juntas de las canalizaciones y aparecen fisuras en muros de piedra
  - Se aprecia oleaje en las lagunas y el agua se enturbia por remoción del fango
  - Cambia el nivel de agua de los pozos y el caudal de los manantiales
  - En algunos casos, vuelven a manar manantiales que estaban secos y se secan otros que manaban
  - En ciertos caos se producen derrames en taludes de arena o de grava

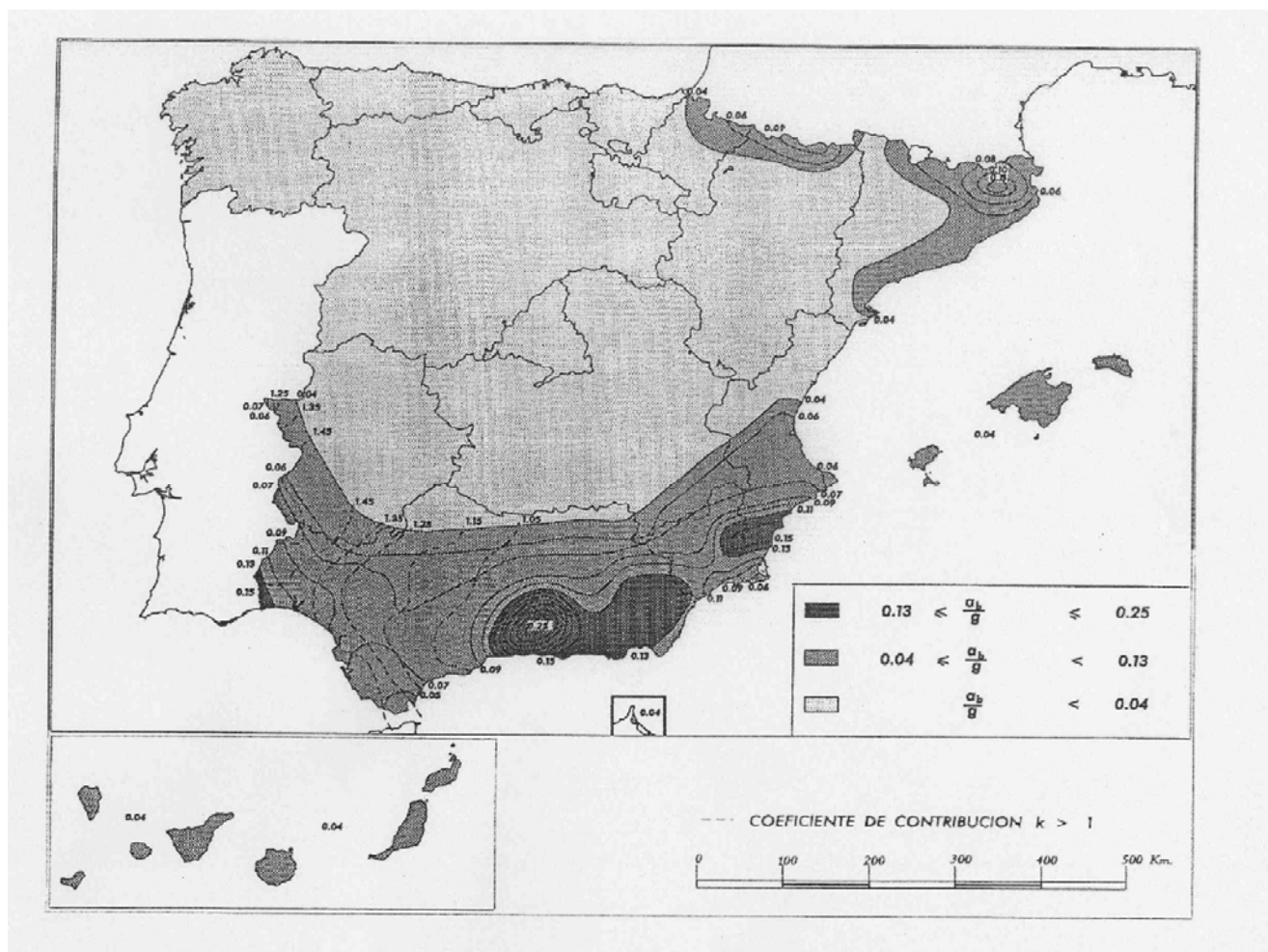
#### Grado VIII

- a)
  - Miedo y pánico general, incluso en las personas que conducen automóviles
  - En algunos casos se desgajan las ramas de los árboles
  - Los muebles, incluso los pesados, se desplazan o vuelcan
  - Las lámparas colgadas sufren daños parciales
- b)
  - Muchas construcciones de tipo A sufren destrucción (clase 4) y algunos colapso (clase 5)
  - Muchas construcciones de tipo B sufren daños graves (clase 3) y algunas destrucción (clase 4)
  - Muchas construcciones de tipo C sufren daños moderados (clase 2) y algunas graves (clase 3)
  - En ocasiones, se produce la rotura de algunas juntas de canalizaciones
  - Las estatuas y monumentos se mueven y giran
  - Se derrumban muros de piedra
- c)
  - Pequeños deslizamientos en las laderas de los barrancos y en las trincheras y terraplenes con pendientes pronunciadas
  - Grietas en el suelo de varios centímetros de ancho
  - Se enturbia el agua de los lagos
  - Aparecen nuevos manantiales
  - Vuelven a tener agua pozos secos y se secan pozos existentes
  - En muchos casos cambia el caudal y el nivel de agua de los manantiales y pozos

#### Grado IX

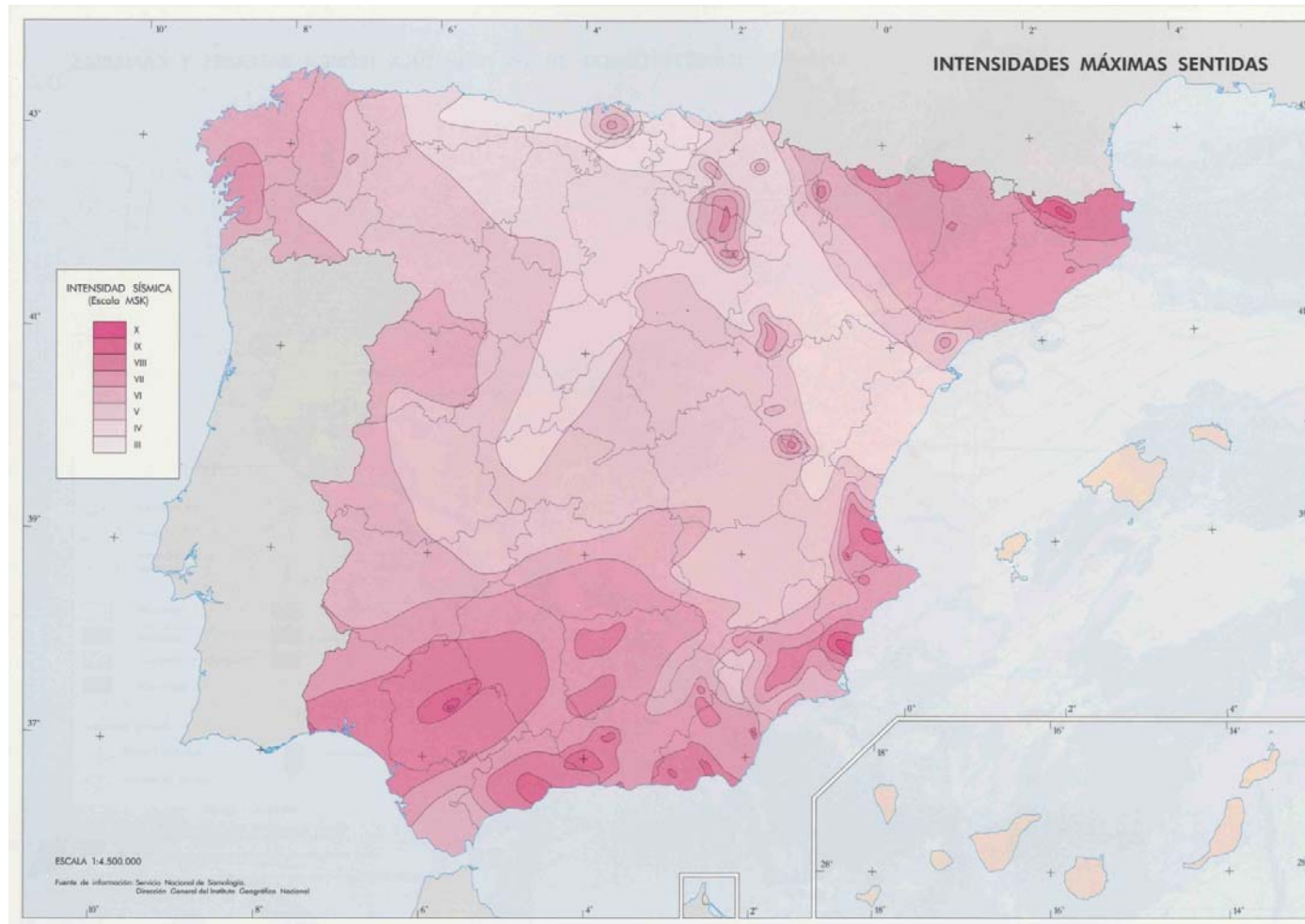
- a)
  - Pánico generalizado
  - Daños considerables en el mobiliario
  - Los animales corren confusamente y emiten sus sonidos peculiares

b)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Muchas construcciones del tipo A sufren colapso (clase 5)</li> <li>- Muchas construcciones de tipo B sufren destrucción (clase 4) y algunas colapso (clase 5)</li> <li>- Muchas construcciones del tipo C sufren daños graves (clase 3) y algunas destrucción (clase 4)</li> <li>- Caen monumentos y columnas</li> <li>- Daños considerables en depósitos de líquidos</li> <li>- Se rompen parcialmente las canalizaciones subterráneas</li> <li>- En algunos casos, los carriles del ferrocarril se curvan y las carreteras quedan fuera de servicio</li> </ul>
c)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Se observa con frecuencia que se producen extrusiones de agua, arena y fango en los terrenos saturados</li> <li>- Se abren grietas en el terreno de hasta 10 centímetros de ancho y de más de 10 centímetros en las laderas y en las márgenes de los ríos</li> <li>- Aparecen además, numerosas grietas pequeñas en el suelo</li> <li>- Desprendimientos de rocas y aludes</li> <li>- Muchos deslizamientos de tierras</li> <li>- Grandes olas en lagos y embalses</li> <li>- Se renuevan pozos secos y se secan otros existentes</li> </ul>
Grado X	
b)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La mayoría de las construcciones del tipo A sufren colapso (clase 5)</li> <li>- Muchas construcciones de tipo B sufren colapso (clase 5)</li> <li>- Muchas construcciones de tipo C sufren destrucción (clase 4) y algunos colapso (clase 5)</li> <li>- Daños peligrosos en presas; daños serios en puentes</li> <li>- Los carriles de las vías férreas se desvían y a veces se ondulan</li> <li>- Las canalizaciones subterráneas son retorcidas o rotas</li> <li>- El pavimento de las calles y el asfalto forman grandes ondulaciones</li> </ul>
c)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Grietas en el suelo de algunos decímetros de ancho que pueden llegar a un metro</li> <li>- Se producen anchas grietas paralelamente a los cursos de los ríos</li> <li>- Deslizamientos de tierras sueltas en las laderas con fuertes pendientes</li> <li>- En los ribazos de los ríos y en las laderas escarpadas se producen considerables deslizamientos</li> <li>- Desplazamientos de arenas y fangos en las zonas litorales</li> <li>- Cambio del nivel de agua en los pozos</li> <li>- El agua de canales y ríos es lanzado fuera de su cauce normal</li> <li>- Se forman nuevos lagos</li> </ul>
Grado XI	
b)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Daños importantes en construcciones, incluso en las bien realizadas, en puentes, presas y líneas de ferrocarril</li> <li>- Las carreteras importantes quedan fuera de servicio</li> <li>- Las canalizaciones subterráneas quedan destruidas</li> </ul>
c)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- El terreno queda considerablemente deformado tanto por desplazamientos de terrenos y caídas de rocas</li> <li>- Para determinar la intensidad de las sacudidas sísmicas se precisan investigaciones especiales</li> </ul>
Grado XII	
b)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Prácticamente se destruyen o quedan gravemente dañadas todas las estructuras, incluso las subterráneas</li> </ul>
c)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La topografía cambia</li> <li>- Grandes grietas en el terreno con importantes desplazamientos horizontales y verticales</li> <li>- Caída de rocas y hundimientos en los escarpes de los valles, producidas en vastas extensiones</li> <li>- Se cierran valles y se transforman en lagos</li> <li>- Aparecen cascadas y se desvían los ríos</li> </ul>

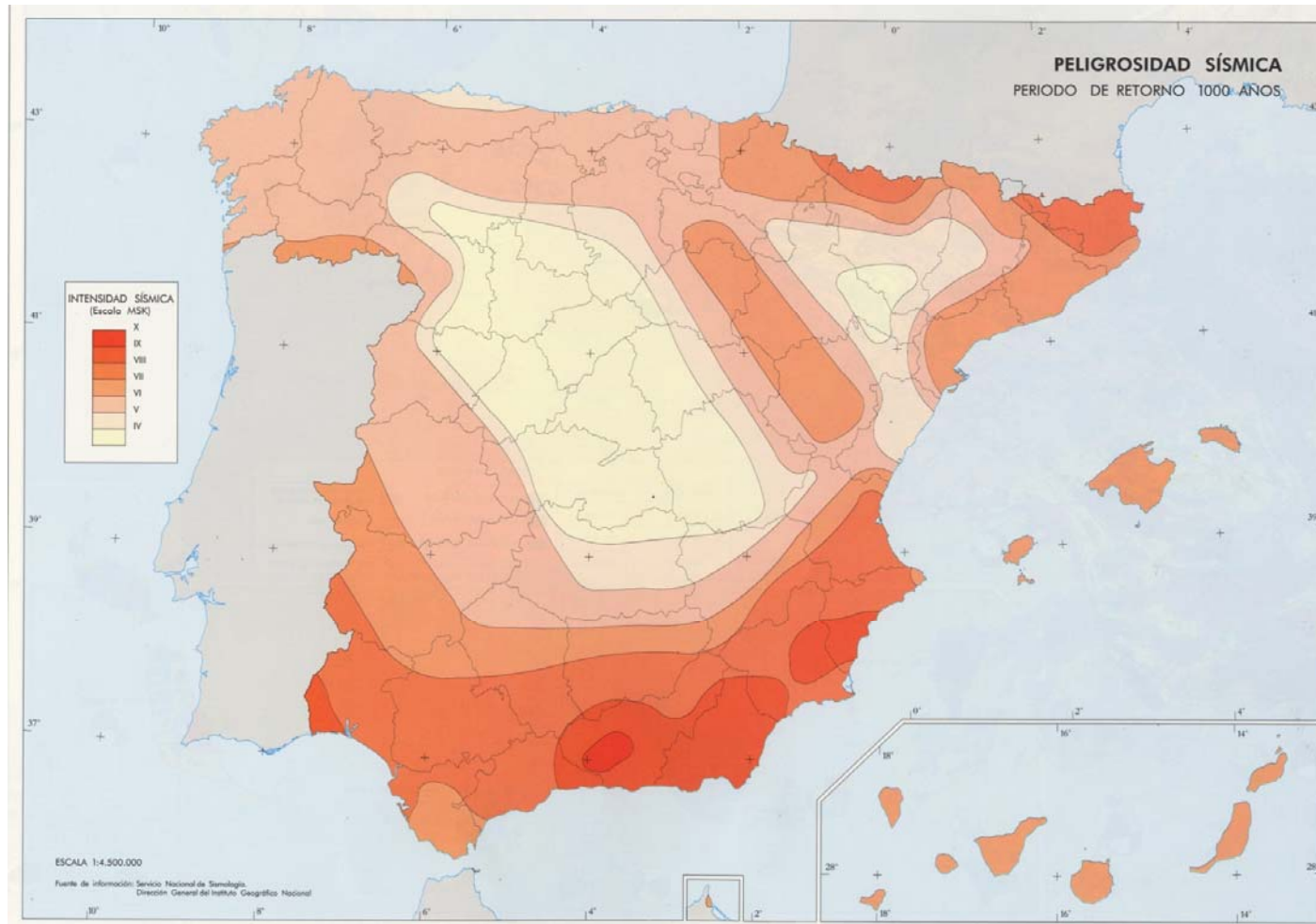


**GRÁFICO 1. MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA NCSE-94**





**GRÁFICO 2. INTENSIDADES MÁXIMAS SENTIDAS**



**GRÁFICO 3. PELIGROSIDAD SÍSMICA. PERIODO DE RETORNO DE 1000 AÑOS**





**GRÁFICO 4. MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA PARA UN PERÍODO DE RETORNO DE 500 AÑOS**

#### 1.6.4. Posibles efectos del sismo

Por extrapolación a la presa de Virgen de las Viñas de los posibles efectos asociados a la ocurrencia de un sismo se destacan los siguientes:

- Afección a órganos vitales.
- Afección a la presa.
- Aterramiento del desagüe de fondo.
- Oleaje extraordinario.
- Rebosamiento puntual de compuertas.
- Rebosamiento puntual de la presa.
- Deformación de la presa.
- Deformación del cimientó.
- Pérdida de alineaciones.
- Interrupción de accesos.
- Reducción del factor de seguridad.
- Incremento de filtraciones.
- Concentración de tensiones.
- Incremento de tensiones.
- Redistribución de tensiones.
- Movimientos en la presa.
- Incremento de subpresiones.
- Fractura del cimientó.
- Colapso del cimientó.
- No operatividad de mecanismos.
- Acodalamiento de compuertas.
- Fallo del aliviadero.
- Fallo del desagüe de fondo.
- Rotura de pilas o guías.
- Incremento de cargas.
- Obstrucción del aliviadero.
- Rotura de compuertas.
- Deslizamiento de laderas.
- Pérdida de control de la presa.
- Aislamiento de la presa.
- Fisuración progresiva.
- Rotura de la presa.

## 1.7 Rotura o Avería grave de presas situadas aguas arriba

### 1.7.1. Objeto

El objeto de este apartado es analizar la situación de emergencia producida por la onda de avenida provocada por la rotura, avería grave o sueltas repentinas de las presas situadas aguas arriba.

En los siguientes apartados se definirán los indicadores empleados para la detección del fenómeno y se establecerán los umbrales para el establecimiento del escenario de emergencia que corresponda.

### 1.7.2. Definición del fenómeno desencadenante

El suceso se inicia cuando se produce o se prevé la rotura o avería grave de la o las presas situadas aguas arriba, lo que provoca un aumento apreciable del caudal del río.

Las fases de su posible desarrollo serían las siguientes:

- Rotura o avería de las presas aguas arriba.
- Incremento del caudal del río
- Incremento del nivel de embalse.
- Vertido por aliviadero y demás órganos de desagüe.
- Aumento del nivel del embalse.
- Inundaciones y daños aguas abajo de la presa.
- Rotura de la presa

### 1.7.3. Análisis del fenómeno

Aguas arriba de la Presa de Virgen de las Viñas únicamente existe sobre el río Duero el embalse creado por la Presa de Cuerda del Pozo.

Este embalse, de titularidad estatal y situado en el término municipal de Vinuesa (Soria) a una distancia aproximada de 250 km de la Presa de Virgen de las Viñas siguiendo el cauce del río Duero, tiene un volumen máximo de embalse de 248 Hm<sup>3</sup> (NMN). La presa es del tipo gravedad, en hormigón convencional, con una altura sobre cimientos de 40,40 m. Posee un aliviadero controlado por compuertas con una capacidad máxima de 1.563 m<sup>3</sup>/s (NAE).

La cuenca regulada por el embalse de la Cuerda del Pozo es de 550 km<sup>2</sup> frente a los 7.356 km<sup>2</sup> de la cuenca vertiente en el embalse de la Virgen de las Viñas.

Se ha consultado el Plan de Emergencia de la Presa de Cuerda del Pozo (fecha de redacción Noviembre 2008) con objeto de comprobar la incidencia que sobre la presa Virgen de las Viñas puede provocar la avenida producida por una rotura o avería grave de la presa de Cuerda del Pozo. Se trata de comprobar si la hipótesis de rotura encadenada de las presas (H3) es más desfavorable que la hipótesis de rotura en situación de avenida contemplada en el presente Plan de Emergencia.

Para el análisis hidráulico de la propagación de la onda de rotura de la Presa de Cuerda del Pozo se ha modelizado el cauce del Río Duero desde el embalse de Cuerda del Pozo hasta el Embalse de San José (ya en la provincia de Valladolid) con una longitud total aproximada de 450 km.

Por tanto el modelo realizado contempla el tramo de río incluido en la modelización realizada para la Justificación de la Zonificación Territorial y Estimación de Daños por rotura de la Presa de Virgen de las Viñas. Como se verán en el Anejo nº 2 de este Plan de Emergencia la longitud total modelizada es de 26,88 km entre las localidades de Aranda de Duero y Roa, ambas en la provincia de Burgos.

Se han considerado en el Plan de Emergencia de Cuerda del Pozo los tres embalses que se indican a continuación.

TABLA 2. EMBALSES AGUAS ABAJO PRESA CUERDA DEL POZO

Presa	Dist. Origen (km)	Volumen (Hm <sup>3</sup> )	Altura sobre cimientos (m)	Categoría
Campillo de Buitrago	22,00	2,00	13,20	Categoría C
Los Rábanos	48,00	8,00	22,00	Categoría C
San José	445,00	6,00	17,00	Categoría A

Se comprueba que la Presa de Virgen de las Viñas no está considerada en el modelo hidráulico de la onda de rotura de la Presa de Cuerda del Pozo (que deberían situarse entre las secciones 41 y 42 del modelo).

Según se indica en el Plan de Emergencia por rotura de la Presa de Cuerda del Pozo *“Los fenómenos locales (puentes, azudes) no suponen afección significativa al paso de la onda de rotura, salvo en el embalse de Los Rábanos, cuya coronación se vería ampliamente superada al paso de la onda de rotura, con riesgo por tanto de rotura de la presa”* (página 8 de 18 de la Memoria del documento).

El modelo hidráulico realizado en el Plan de Emergencia de la Presa de Cuerda del Pozo generó el hidrograma de avenida para los tres escenarios considerados: rotura sin avenida (H1), rotura con avenida (H2) y roturas de compuertas del aliviadero (A1).

Se presentan a continuación un resumen de los resultados del modelo en las secciones próximas a la Presa de Virgen de las Viñas; en las secciones 41 y 42, entre las cuales se ubica la presa, siendo esta segunda la que determinaría la zona del casco urbano de Aranda de Duero y la sección 43, en la que se localiza el puente de la N-I, puente nº 5 según el modelo hidráulico del Plan de Emergencia de Virgen de las Viñas.

TABLA 3. AFECIONES EN EL CAUCE AGUAS ABAJO EN LAS INMEDIACIONES DE LA PRESA DE VIRGEN DE LAS VIÑAS

Nº orden	HIPÓTESIS	Dist. Origen (km)	T.M.	Elemento	Cota cauce (m)	Cota referencia (m)	Cota máxima (m)	Calado máximo sobre cauce (m)	Calado máximo sobre afección (m)	Caudal máximo (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)	Tiempo llegada de la onda (hr)	Tiempo cota máxima (hr)	Tipo
41	H1 Rotura sin avenida	253.10	Fresnillo de las Dueñas Aranda de Duero	Carretera N-122	791.00	804.00	804.45	13.45	0.45	2.688	1.96	51.150	59.940	Grave
42		255.10		Núcleo urbano	791.00	798.50	801.30	10.30	2.80	2.671	3.34	51.427	59.775	Grave
43		261.60		Carretera N-1	777.00	794.00	793.12	16.12	-0.88					No afectado
41	H2 Rotura con avenida	253.10	Fresnillo de las Dueñas Aranda de Duero	Carretera N-122	791.00	804.00	805.20	14.20	1.20	3.842	1.94	45.467	53.497	Grave
42		255.10		Núcleo urbano	791.00	798.50	802.28	11.28	3.78	3.869	3.33	45.805	53.824	Grave
43		261.60		Carretera N-1	777.00	794.00	794.15	17.15	0.15	3.852	2.44	46.104	55.464	Leve
41	A1 Rotura de compuertas	253.10	Fresnillo de las Dueñas Aranda de Duero	Sin afección										
42		255.10												
43		261.60												

Si analizamos comparativamente los valores de caudal y calados para la sección considerada como próxima a la de ubicación de la Presa de Virgen de las Viñas, la sección próxima a la zona de casco urbano de Aranda de Duero y la sección del puente sobre la N-I en uno y otro supuesto, rotura de la Presa de Cuerda del Pozo y rotura de la Presa de Virgen de las Viñas (ver Anejo nº 2 del presente Plan), tenemos la siguiente tabla:

TABLA 4. CALADOS Y VELOCIDADES SEGÚN PEP

HIPÓTESIS	Sección	PEP Cuerda del Pozo			PEP Virgen Viñas		
		Caudal (m³/s)	Calado (m)	Velocidad (m/s)	Caudal (m³/s)	Calado (m)	Velocidad (m/s)
<b>H1 Rotura sin avenida</b>	Presa Virgen de las Viñas	2.671	13,45	1,96	1.050		
	Casco urbano. Puente nº 2		10,30	3,34		5,67	5,50
	N-I. Puente nº 5		16,12			5,76	
<b>H2 Rotura con avenida</b>	Presa Virgen de las Viñas	3.869	14,20	1,94	1.790		
	Casco urbano. Puente nº 2		11,28	3,33		8,35	3,29
	N-I. Puente nº 5		17,15	2,44		10,04	4,78

Es evidente que el embalse de la Presa de Virgen de las Viñas es incapaz de retener la onda de rotura de la Presa de Cuerda del Pozo por la diferencia de volúmenes entre una y otra (1,10 Hm3 a cota MNN de la primera frente a los 248 Hm3 de la segunda).

Adicionalmente es evidente que las dos presas están suficientemente distantes como para no considerar probable que se presenten avenidas simultaneas en ambas. Circunstancia ésta que se ve refrendada en el análisis de aforos de las estaciones de aforo repartidas entre una y otra (ver Apéndice nº 1 del Anejo nº 2 de este Plan).

De lo anteriormente expuesto se deduce los siguientes aspectos:

- Del análisis del registro de eventos de avenidas en las estaciones de aforos localizadas en el río Duero entre una presa y otra, se puede afirmar que la ocurrencia simultánea de eventos es prácticamente imposible.
- Dado que no es previsible la simultaneidad de la presentación de las avenidas en ambas presas, según constata los datos de las estaciones de aforos próximas, Virgen de la Viñas se encontrará a su NMN para la hipótesis H3-2.
- Sin embargo del estudio hidráulico de Plan de Emergencia de Cuerda del Pozo se comprueba que tanto en caso de rotura ésta bajo las hipótesis de rotura con avenida (H1) como en la hipótesis sin avenida (H2) la Presa de Virgen de las Viñas está queda sumergida.
- En el supuesto de que la Presa de Virgen de las Viñas rompiera cuando llega la punta del hidrograma de rotura de la Presa de Cuerda del Pozo es bastante lógico pensar que, dada la enorme diferencia de volúmenes entre ambos embalses (248 Hm³ frente a 1,1 Hm³), la situación de emergencia con posibilidad de desagües de caudales importantes aguas abajo (según marca la Guía Técnica para la Elaboración de los Planes de Emergencia de Presas) no va a provocar daños incrementales con respecto a la situación de emergencia provocada por la rotura de la Presa de Cuerda del Pozo.

En consecuencia con lo anterior y de la consulta realizada a los Técnicos de la Subdirección General de Infraestructuras y Tecnología de la Dirección General del Agua del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, se ha considerado que no procede al análisis de la Hipótesis H3 de Rotura Encadenada de Presas entre la Presa de Cuerda del Pozo y la Presa de Virgen de las Viñas por entender que en esta situación los daños incrementales serán muy

pequeños dada la diferencia de volúmenes entre ambos embalses. En este sentido, se considera que el Plan de Emergencia de la Presa de Virgen de las Viñas y el de la Presa de Cuerda del Pozo deben ser planes independientes.

Puesto que la Presa de San José y la Presa de Cuerda del Pozo son ambas de titularidad estatal y el Plan de Emergencia de Cuerda del Pozo se extiende hasta el Embalse de San José, desde el punto de vista de la seguridad queda cubierto todo el ámbito de afección de la posible rotura de la Presa de Virgen de las Viñas.

### 1.8. Resumen

Se exponen a continuación y a título de resumen del presente anejo, los principales fenómenos desencadenantes de fallo que serán considerados como potenciales fenómenos desencadenantes de una situación de emergencia

TABLA 5. FENÓMENOS DE EMERGENCIA

Fenómeno desencadenante	Breve descripción y justificación
Avenidas	Ocurrencia de avenida extraordinaria con insuficiente capacidad de aliviadero. Peligro de vertido sobre coronación
Indisponibilidad o mal funcionamiento de compuertas	Disminución de la capacidad de desagüe en avenidas. Peligro de vertido sobre coronación
Comportamiento anormal de la presa	<ul style="list-style-type: none"><li>- Incremento de filtraciones</li><li>- Deformaciones anormales</li><li>- Incremento de subpresión</li><li>- Grietas o roturas</li><li>- Turbulencias en embalse o en el cauce</li><li>- Desplazamientos de juntas</li><li>- Pérdida de alineación en bloques</li><li>- Fallo de accesos y comunicaciones</li><li>- Fallo de elementos electromecánicos</li><li>- Comportamiento estructural anómalo</li><li>- Aterramientos</li><li>- Cambios en el cauce, etc.</li></ul>
Deslizamientos de ladera	Deslizamiento de gran envergadura, en vaso o en cerrada, capaz de desestabilizar a la presa.
Actos de Sabotaje y Vandalismo	Actos terroristas. Uso de explosivos en presa o elementos electromecánicos. Vandalismo.
Sismos	Ocurrencia de terremoto con posible afección a la presa y entorno

## 2. INDICADORES DE EVENTOS

Se entiende por indicador de un fenómeno desencadenante, aquel mecanismo u operativa que permite apreciar la existencia u ocurrencia de un fenómeno desencadenante.

A continuación se presentan los indicadores asociados a cada uno de los fenómenos desencadenantes descritos en el apartado anterior, así como los principales aspectos que serán controlados en cada uno de ellos.

TABLA 6. TABLA DE INDICADORES EN FUNCIÓN DEL FENÓMENO DESENCADENANTE

Fenómeno	Indicador Asociado	Aspecto a controlar del Indicador	Tipo de Indicador	Disponible o a Instalar
Avenida	Cota de embalse	Velocidad de ascenso	Cuantitativo	Disponible
Indisponibilidad de compuertas	Cota de embalse Defecto en sistema de accionamiento	Velocidad de ascenso y/o cota de embalse	Cuantitativo	Disponible
Comportamiento anormal de la presa	Instrumentos de auscultación	Filtraciones, movimientos, etc.	Cuantitativo	A instalar
Comportamiento anormal de la presa	Inspecciones periódicas	Los indicados en el formulario de inspección mensual.	Cualitativo	Disponible
Deslizamiento de ladera	Detección de deslizamiento a partir de inspección	Volumen, velocidad de desplazamiento y ubicación	Cualitativo	Disponible
Actos de Sabotaje y Vandalismo	Amenaza o detección	Comunicación de amenaza y ubicación	Cualitativo	Disponible
Sismo	Detección sísmica	Intensidad (escala MSK)	Cuantitativo	Disponible



### 3. UMBRALES PARA LOS DIFERENTES ESCENARIOS DE EMERGENCIA

De los indicadores seleccionados en el apartado 2 se establecen a continuación los umbrales definitorios del escenario de emergencia correspondiente. En los casos en que ha sido posible se han establecido umbrales en términos cuantitativos, como en el caso de avenidas y los futuros dispositivos de auscultación.

#### 3.1. Justificación de umbrales

##### 3.1.1. Umbrales de Avenida

##### 3.1.1.1. Introducción

Para la determinación de los umbrales de avenida se han seguido los siguientes criterios:

Escenario	Tiempos estimados:
Cero	12 horas hasta alcanzar Coronación (795,50 <sup>1</sup> m.s.n.m.)
Uno	8 horas hasta alcanzar Coronación (795,50 m.s.n.m.)
Dos	4 horas hasta alcanzar Coronación (795,50 m.s.n.m.)

Los tiempos marcados hasta alcanzar las diferentes cotas en la presa, son los que se consideran suficientes para llevar a cabo los avisos y adoptar las medidas oportunas que se decidan.

##### 3.1.1.2. Metodología

Para la determinación de los umbrales en avenida, se ha tomado como indicador el tiempo estimado de llegada del embalse hasta una cota fija.

El tiempo se estima a partir de la hipótesis de un incremento de volumen constante en el embalse. Este volumen se traduce en una velocidad de ascenso, que unida al resguardo considerado (0,50 m) hasta la cota considerada nos dará el tiempo previsible en alcanzar dicha cota.

Este criterio se justifica a la vista de los hidrogramas de avenida obtenidos y los hidrogramas de salida de la presa en lámina libre, en los que se comprueba que la diferencia entre uno y otro se mantiene constante, especialmente en el tramo ascendente de ambos.

El método es muy sencillo de aplicar, sin necesidad de realizar prácticamente ningún cálculo. Cada hora se comprobará la velocidad de ascenso y el resguardo disponible, corrigiendo si es necesaria la previsión realizada en la hora anterior.

Los resultados obtenidos se presentan de forma gráfica en el Gráfico 5. Esta tabla debe aplicarse cuando el aliviadero funcione en régimen de lámina libre. No se debe aplicar cuando las compuertas estén limitando el caudal vertido a voluntad del explotador de la presa, pues obviamente en este caso la velocidad ascensional del embalse no es reflejo de ninguna situación de peligro en la presa. La tabla sería también aplicable al caso de funcionamiento incorrecto de las compuertas, independientemente de la cota de embalse en que nos encontremos.

<sup>1</sup> LAS COTAS UTILIZADAS EN ESTE DOCUMENTO SON LAS PROPORCIONADAS POR LOS TRABAJOS TOPOGRÁFICOS DEL PROYECTO LINDE, QUE RESULTAN DE SUMAR 5,50 M A LAS INCLUIDAS EN LOS PROYECTOS CONCESIONALES (REF. 7 Y 8) , EN EL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN (REF. 9) Y EN LAS NORMAS DE EXPLOTACIÓN (REF. 10)

### 3.1.1.3. Determinación de umbrales

#### Umbral de Escenario 0

Para justificar la determinación del umbral que determina el Escenario 0 se incluye el Gráfico 6. Se ha tomado la cota de la Coronación y un resguardo de 0,50 m (795,00 m.s.n.m.) para comprobar las parejas de valores (cota inicial de embalse, velocidad ascensional) cuyos tiempos estimados en alcanzarla son inferiores a 12 horas.

El tiempo de respuesta seleccionado de doce horas es el que se ha considerado suficiente para intensificar la vigilancia y control de la presa, no requiriéndose la puesta en práctica de medidas de intervención para la reducción del riesgo.

El rango de velocidades ascensionales considerado se ha obtenido mediante la simulación real de los efectos que los distintos hidrogramas del “Estudio de Avenidas de la Presa de Virgen de las Viñas”

#### Umbral de Escenario 1

La justificación del umbral del Escenario 1 se incluye en el Gráfico 7. La metodología seguida ha sido idéntica a la descrita en el punto anterior, adoptando para este caso la cota 795,00 (Cota de Coronación menos un resguardo de 0,50 m) como cota de referencia para declarar el escenario 1.

El tiempo de respuesta se ha limitado en este caso a ocho horas, que se ha considerado suficiente para aplicar medidas de corrección (desembalses) y solventar la situación con seguridad mediante la aplicación de las medidas previstas y los medios disponibles.

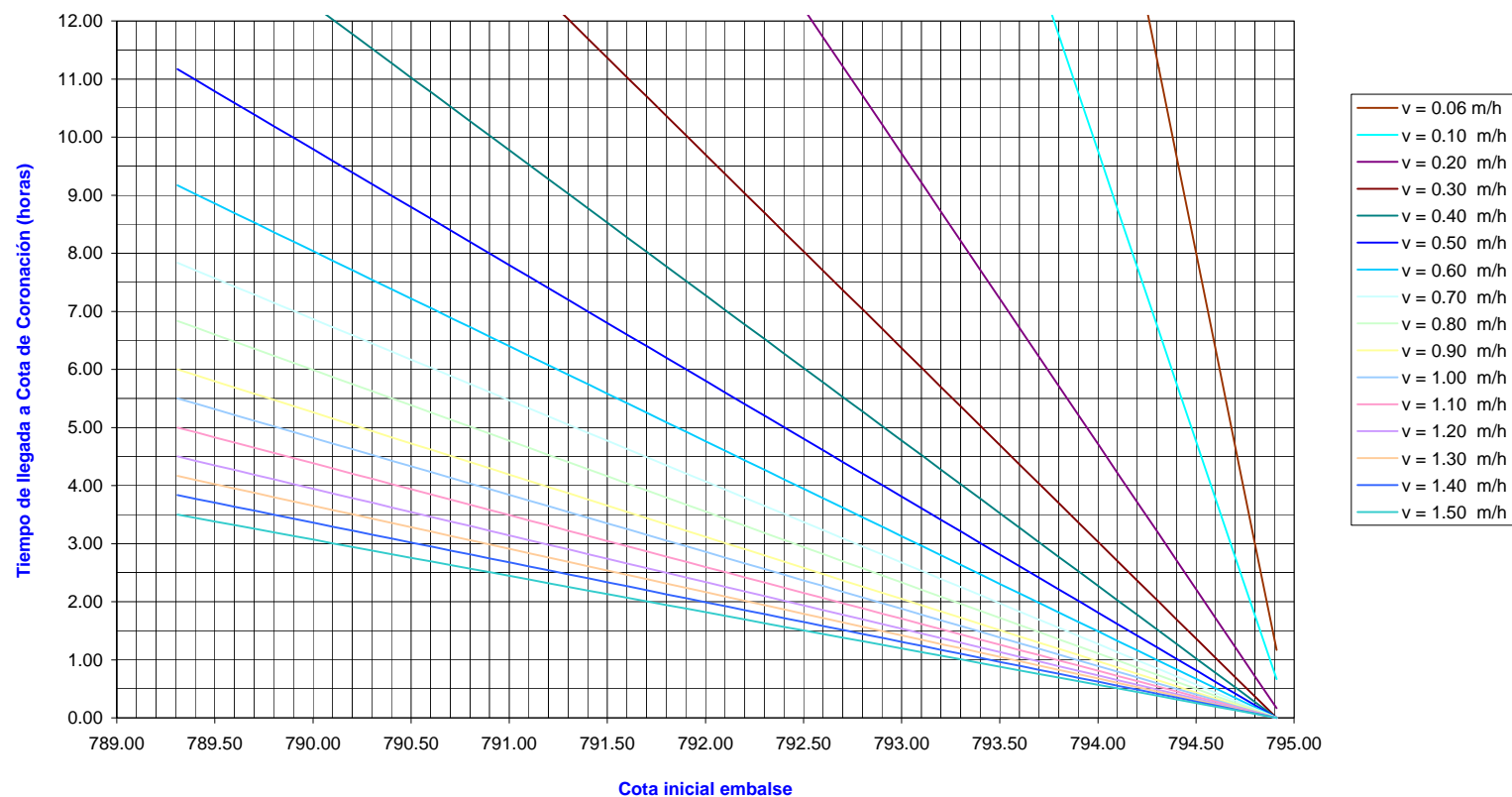
#### Umbral de Escenario 2

La justificación del umbral del Escenario 2 se incluye en el Gráfico 8. La metodología seguida ha sido idéntica a las descritas anteriormente, adoptando la cota 795,00 (Cota de Coronación menos un resguardo de 0,50 m) como cota de referencia para declarar el escenario 2, de acuerdo a las recomendaciones del borrador de la Guía Técnica (Ref. 1).

El tiempo de respuesta se ha limitado en este caso a cuatro horas.

**PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA  
DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS**

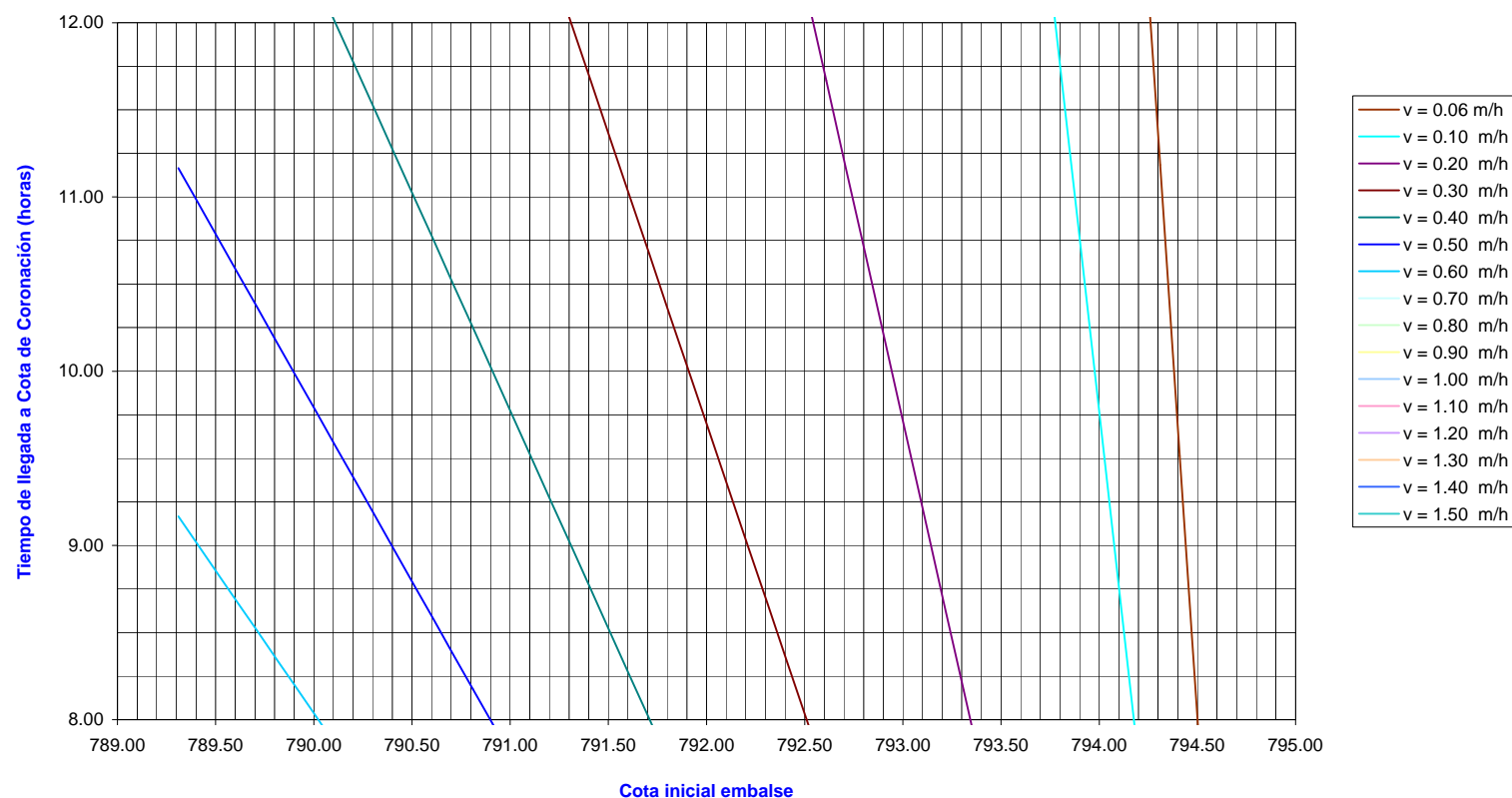
**TIEMPOS DE RESPUESTA**



**GRÁFICO 5. TIEMPOS DE RESPUESTA PARA DISTINTAS VELOCIDADES Y COTAS DE EMBALSE EN SITUACIÓN DE AVENIDAS**

**PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA  
DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS**

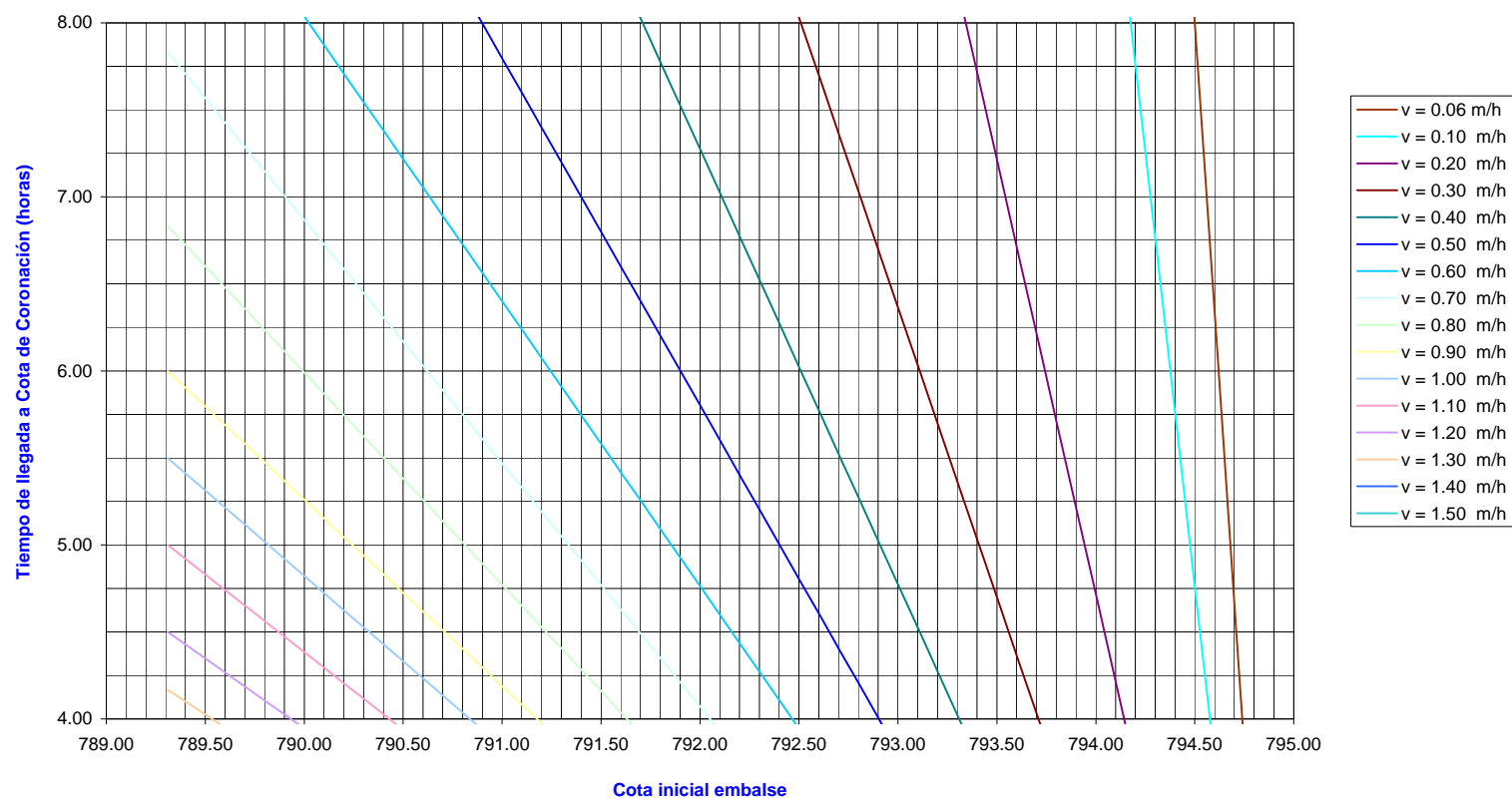
**DETERMINACIÓN DE UMBRALES DE AVENIDA. ESCENARIO 0**



**GRÁFICO 6. ESCENARIO 0. TIEMPOS DE RESPUESTA PARA DISTINTAS VELOCIDADES Y COTAS DE EMBALSE EN SITUACIÓN DE AVENIDA**

**PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA  
DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS**

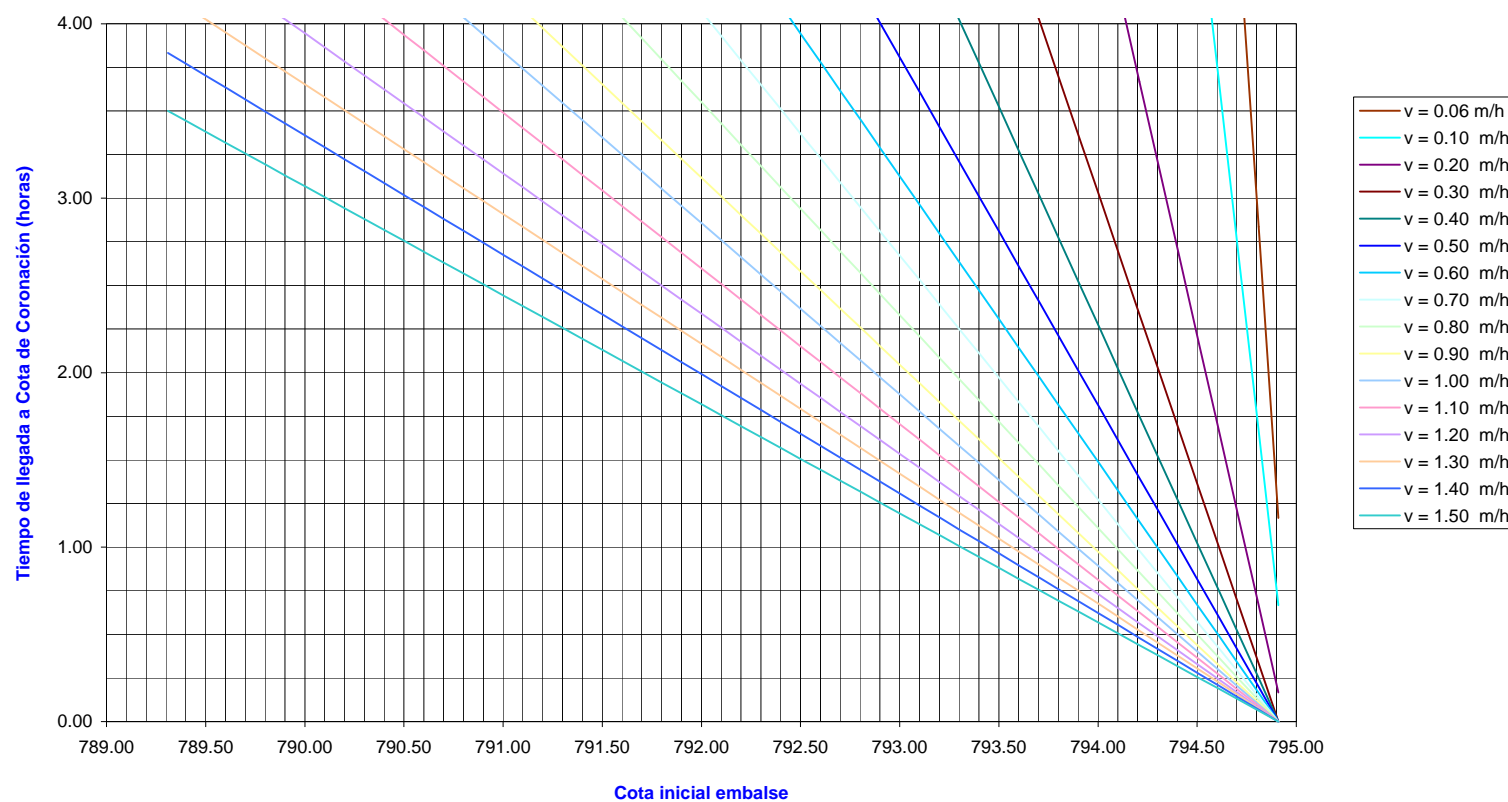
**DETERMINACIÓN DE UMBRALES DE AVENIDA. ESCENARIO 1**



**GRÁFICO 7. ESCENARIO 1. TIEMPOS DE RESPUESTA PARA DISTINTAS VELOCIDADES Y COTAS DE EMBALSE EN SITUACIÓN DE AVENIDA**

**PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA  
DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS**

**DETERMINACIÓN DE UMBRALES DE AVENIDA. ESCENARIO 2**



**GRÁFICO 8. ESCENARIO 2. TIEMPOS DE RESPUESTA PARA DISTINTAS VELOCIDADES Y COTAS DE EMBALSE EN SITUACIÓN DE AVENIDA**

### 3.1.2. Umbrales derivados de las Anomalías en la operación o funcionamiento de compuertas

Para la determinación de los distintos escenarios se han seguido los mismos criterios que en el caso de avenida, ya que como en el apartado 3.1.1.1. "Metodología", el método propuesto también era válido para el caso de indisponibilidad de compuertas.

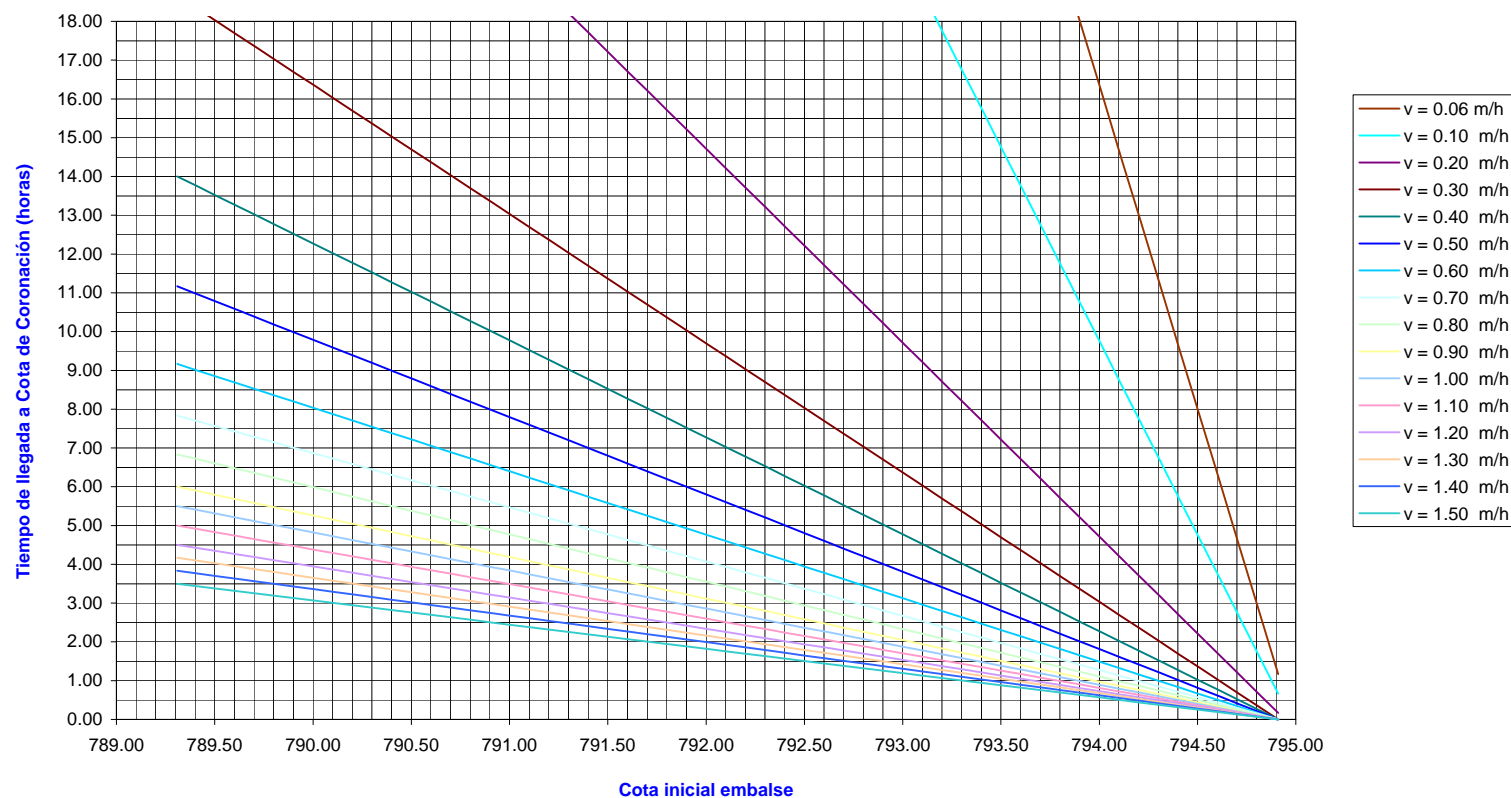
El paso de situación normal a Escenario 0 se presenta en la Tabla 8, habiéndose adoptado la cota 795,00 (Cota de Coronación menos un resguardo de 0,50 m) como cota de referencia para determinar los tiempos que tardaría el embalse en llegar con una velocidad ascensional determinada.

El tiempo de respuesta fijado ha sido dieciocho horas, tiempo que se ha considerado suficiente para que se desplacen a la presa los técnicos especialistas y se tomen las medidas de corrección oportunas.

No se han establecido otros umbrales cuantitativos para el resto de escenarios, ya que serán los propios técnicos y en último término el Director del Plan de Emergencia quienes determinen en función de la incidencia de la avería los umbrales

**PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA  
DE LAPRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS**

**TIEMPOS DE RESPUESTA EN SITUACIÓN DE INDISPONIBILIDAD DE COMPUERTAS**



**GRÁFICO 9. ESCENARIO 0. TIEMPOS DE RESPUESTA PARA DISTINTAS VELOCIDADES Y COTAS DE EMBALSE EN SITUACIÓN DE INDISPONIBILIDAD DE COMPUERTAS**



### 3.1.3. Umbrales de Auscultación

#### 3.1.3.1. Metodología Propuesta

Como se ha indicado en el apartado 1.3.3, se va a proceder a instalar un sistema de control, auscultación y medición en la Presa de Virgen de las Viñas (control de supresiones en el cimiento y control topográfico). Cuando este sistema esté operativo, y cuente con una serie de registros suficiente, se procederá a revisar el presente Plan de Emergencia con el fin de establecer los umbrales de auscultación en virtud del análisis estadístico de las lecturas realizadas.

Hasta ese momento, y únicamente a partir de que se disponga de una serie de datos no inferior a dos (2) años, los umbrales se definirán como las lecturas de auscultación mayor y la menor que cada aparato haya registrado hasta ese momento. En el caso de las lecturas de subpresiones (piezómetros), hasta que se disponga de esta serie de años, los umbrales de auscultación se podrán definir en comparación con los umbrales teóricos, definidos en el apartado 3.1.3.3.

Se ha fijado en este plan únicamente el paso de situación normal a Escenario 0. En caso de que estos umbrales se vieran superados, se analizaría el conjunto de datos de que se disponga en ese momento y se decidiría en su caso el paso a un escenario superior.

El Escenario 0 se declarará si la lectura se sale fuera del rango establecido para los umbrales según se determinación establecida anteriormente.

Para comprobar si un aparato arroja lecturas fiables se realizará, previamente al establecimiento de los umbrales de auscultación, un ajuste matemático mediante una regresión lineal múltiple que, a partir de distintas variables (nivel de embalse, época del año, avenidas ocurridas) intente explicar las lecturas observadas.

Este estudio puede servir además como apoyo al Director de la Emergencia para el establecimiento de escenarios superiores, detectando el posible comportamiento anómalo del aparato en cuestión.

#### 3.1.3.2 Determinación de umbrales

##### Umbral de Escenario 0

Se asigna como umbral de emergencia 0 la lectura de un dato que no se encuentre comprendido entre la lectura de auscultación mayor y menor registrada en el alguno de los aparatos a instalar.

Para la determinación de estos máximos y mínimo es necesario la disponibilidad de una serie de datos históricos que, lógicamente, en este momento no se disponen. Se considera suficiente para el establecimiento de los mismos de una serie no inferior a dos (2) años.

Por lo que se refiere al control topográfico, se procederá a comprobar que entre las medidas realizadas durante estos dos primeros años, para una misma situación de llenado del embalse y temperatura ambiente, no existen diferencias apreciables, salvo las susceptibles de achacar a la precisión del propio aparato de medida empleado (Taquímetro automático de precisión). Se hará especial en la comprobación de que no existen movimientos relativos en las zonas de estribos de la presa, que no aseguren la linealidad del eje de la presa.

En el caso de los piezómetros, y hasta que se disponga de la serie de datos, el umbral de emergencia 0 se establecerá conforme a los siguientes criterios:

- Se procederá a comprobar el dato de subpresión obtenido con el aportado por la ley teórica lineal de supresiones de la presa, para la situación concreta de niveles aguas arriba y aguas abajo de la misma.
- La medida observada no deberá sobrepasar el valor teórico en más de un 5%. En caso de que la confrontación de datos entre los distintos piezómetros instalados presupongan una ley horizontal se considerará así mismo la necesidad de establecer el Escenario 0.
- En el Gráfico 5 se incluye la ley de supresiones teórica en situación de Embalse Lleno (A2) y en el Gráfico 6 la situación de Embalse Lleno suponiendo ineficaces los drenes (B21) según define la Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas. Dirección General de Obras Hidráulicas. Orden Ministerial (Ref. 11).

Para confirmar este escenario se propone la instalación de los elementos de auscultación a la mayor brevedad posible.

#### Umbrales de Escenarios 1 y 2

Estos umbrales serán adoptados a criterio del Director del Plan de Emergencia si se observa que las lecturas de auscultación o la inspección visual detectan un comportamiento anómalo grave de la presa.

#### 3.1.3.3 Determinación de la ley de subpresiones teórica

El valor de la presión intersticial se supone que varía linealmente desde un valor H en el paramento de aguas arriba, hasta alcanzar el valor  $H_1$  en el plano de drenaje y desde este punto hasta cero en el paramento de aguas abajo.

El valor de la presión en el plano de drenaje, se determina mediante la siguiente fórmula, que viene expresada el libro "Saltos de Agua y Presas de Embalse" de Gómez Navarro y Aracil:

$$H_1 = \frac{\frac{m(H-b)}{mH} \frac{2b}{C} + 1}{\frac{mH}{m(H-b)}} H$$

siendo,

H = Diferencia de cotas entre el máximo nivel normal de embalse y la de cimientos

m = Suma de los taludes de ambos paramentos

b = Distancia del plano de drenaje al paramento de aguas arriba

$$C = \frac{L}{\pi} \ln \left( \frac{L}{2\pi r} \right)$$

2 r = Diámetro de los drenes

L = Separación entre drenes

En nuestro caso, los valores son:

$$H = 13,80 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} m &= 0,70 \\ b &= 2,15 \text{ m} \\ 2r &= 0,15 \text{ m} \\ L &= 2,00 \\ C &= 0,92025 \end{aligned}$$

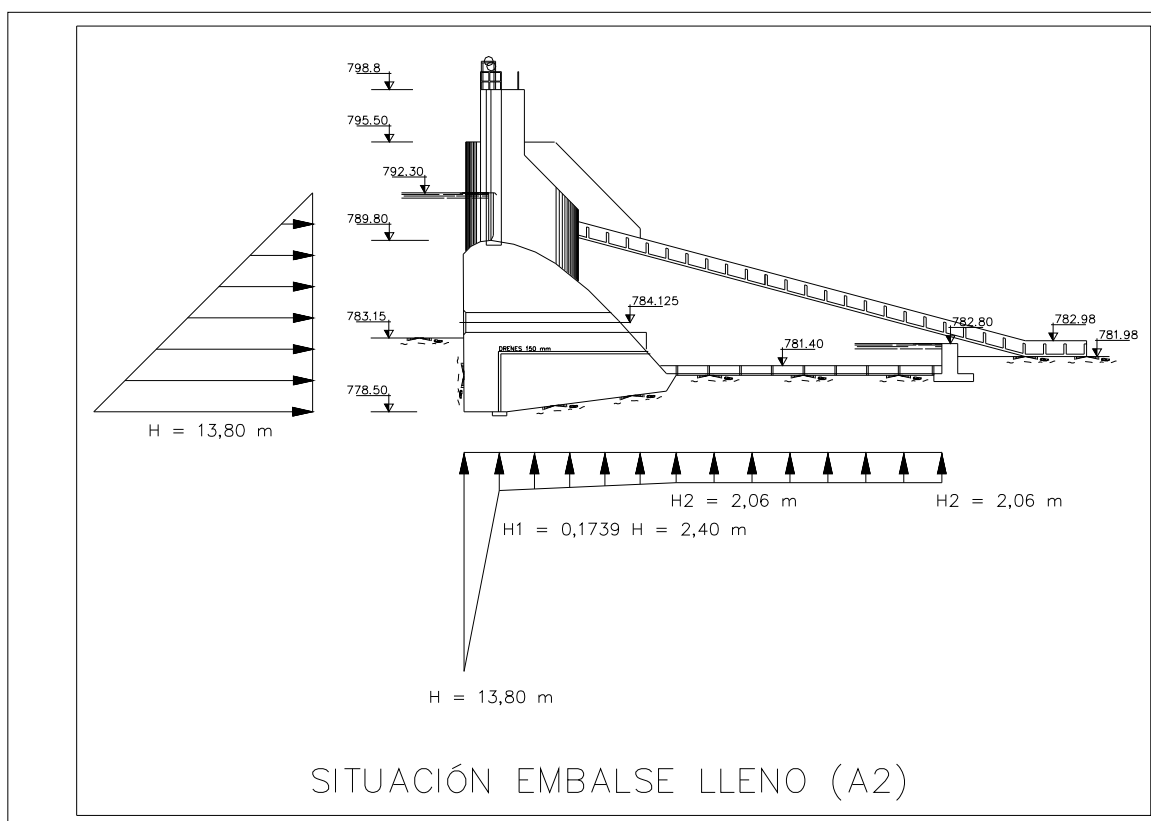
$$\begin{aligned} H_1 &= 0,17396 H \\ H &= 13,80 \text{ m} \end{aligned}$$

$$H_1 = 2,40 \text{ m}$$

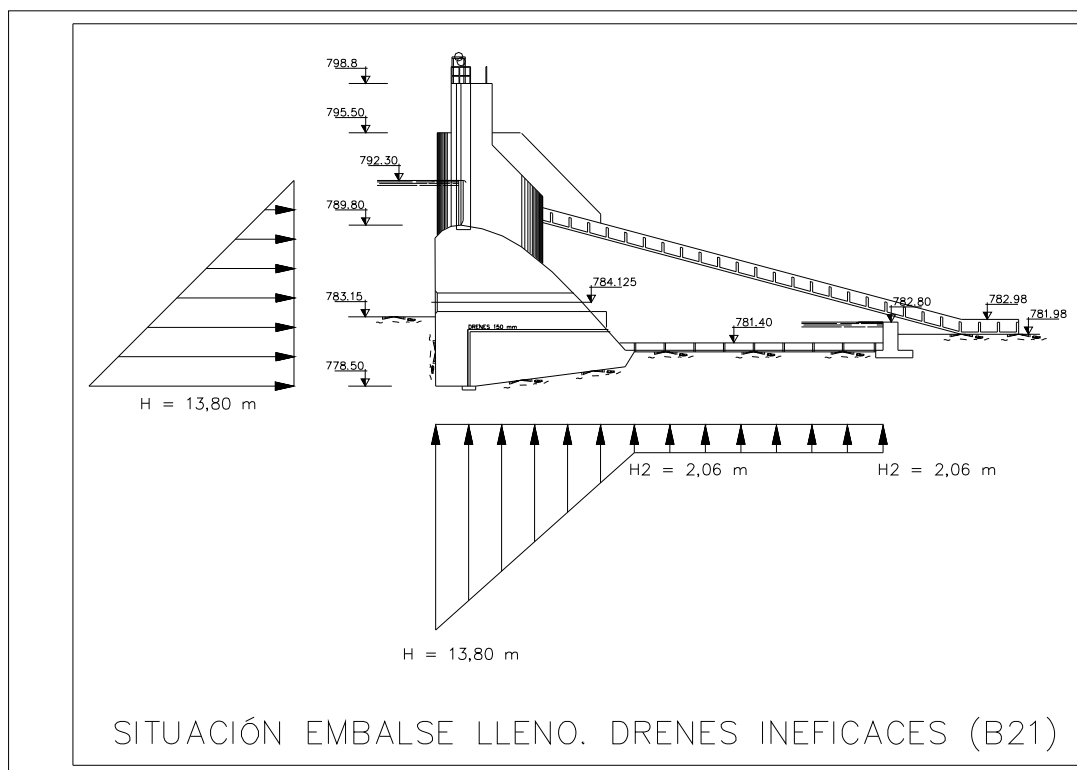
Esta ley de subpresiones corresponde a una de las situaciones normales con embalse lleno ( $A_2$ ) según define la Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas. Dirección General de Obras Hidráulicas. Orden Ministerial.

En las situaciones accidentales que es también preceptivo estudiarlas, según la Instrucción, se suponen ineficaces los drenes (situación  $B_{21}$ ), variando la subpresión linealmente desde aguas arriba donde toma el valor  $H$ , hasta el valor de aguas abajo.

Se representa gráficamente en los Gráficos 10 y 11 las leyes de subpresiones teóricas calculadas para las dos hipótesis consideradas.



**GRÁFICO 10. LEY DE PRESIONES EN SITUACIÓN DE EMBALSE LLENO. HIPÓTESIS  $A_2$**



**GRÁFICO 11.LEY DE PRESIONES EN SITUACIÓN DE EMBALSE LLENO. DRENES INEFICACES. HIPÓTESIS B<sub>21</sub>**

#### 3.1.4. Umbrales de deslizamiento de laderas

##### 3.1.4.1. Introducción

En este apartado se va a establecer la forma de determinar los distintos umbrales que determinan el paso de un escenario de emergencia a otro siendo la existencia de un deslizamiento de ladera el suceso desencadenante.

##### 3.1.4.2. Metodología

Según se analizó en el apartado 1.4.4. la detección de un posible deslizamiento de una ladera aguas arriba de la presa así como aguas abajo a partir de una distancia de 300 metros, es un fenómeno poco previsible, ya que no existen antecedentes de ningún fenómeno de este tipo. Sin embargo, en las inmediaciones de la presa, aguas abajo de la misma, y en ambas márgenes, se han detectado procesos de erosión importantes, asociados a niveles de avenida en el río.

En el caso de que se detectara un movimiento, para el establecimiento de umbrales se tendría en cuenta el volumen de material que desliza, su localización, la afección a edificaciones existentes, etc., adoptando en su momento el escenario de emergencia correspondiente.

### 3.1.5. Umbrales derivados de la vigilancia e inspección y mantenimiento

El objeto de este apartado es determinar los umbrales deducidos a partir de la información arrojada por la vigilancia e inspección de la presa.

En unas ocasiones existirá un fenómeno desencadenante detectado previamente (situación de avenida, por ejemplo), que provoque por sí mismo un efecto sobre la estabilidad de los distintos taludes, en particular para los situados inmediatamente aguas debajo de la presa, y que posteriormente es confirmado por la vigilancia e inspección.

En general cualquier cambio significativo que pueda tener un efecto negativo sobre la seguridad y no sea explicable directamente en función de otros parámetros (Nivel de embalse, temperatura, etc.) se considerará causa suficiente para la declaración del Escenario 0 de control de la seguridad.

La determinación de los Escenarios 1 y 2 se abordará en cada caso concreto, una vez, analizada la evolución de la situación.

### 3.1.6. Umbrales de Sismo

#### 3.1.6.1. Metodología

Al ser el sismo un fenómeno que se presenta de forma repentina, cualquier planteamiento realista con relación a la definición de umbrales para este suceso, debe partir de la hipótesis de que se van a tomar medidas después de la ocurrencia del sismo.

Al no disponer la presa de ningún dispositivo capaz de medir la magnitud del terremoto, un método para establecer el umbral únicamente de escenario cero sería a partir de la intensidad en la escala MSK (de acuerdo a lo indicado en la Guía Técnica, Ref. 1).

Esta escala, que se incluye en el apartado 1.6.3. de este anejo como Tabla 1, permite de una forma muy simple asociar un valor de Intensidad a partir de los fenómenos observados durante la ocurrencia del sismo como la vibración de cristales, aparición de fisuras en las edificaciones, movimiento de muebles, caída de chimeneas, etc. En esta escala se asigna un valor entero entre 0 y 12.

Otros indicadores a emplear para evaluar el efecto del sismo en la presa son las lecturas de auscultación (piezómetros en nuestro caso) y otros de inspección visual (humedad en paramentos, fuentes, deslizamientos de ladera, etc.).

El conocimiento de las características del terremoto, como la magnitud, epicentro, intensidad máxima, etc., y que serán recopiladas de las fuentes oficiales después de su ocurrencia, servirán para revisar, y si procediera modificar, los umbrales e indicadores establecidos en este documento.

Para finalizar, la medida más conservadora será el establecer el Escenario 0 siempre que se produzca un sismo, por pequeño que sea. Este será el criterio a aplicar en la presa de Virgen de las Viñas.

#### 3.1.6.2. Criterios de aplicación del método

El método se aplicará cuando se produzca un terremoto y sea sentido en la presa o en sus proximidades.

### 3.1.6.3. Determinación de umbrales

#### Umbral de Escenario 0

Se asigna como umbral de emergencia 0 la ocurrencia de un terremoto que sea sentido en las inmediaciones de la presa.

Para confirmar este escenario se propone realizar lo antes posible una inspección visual completa de la presa y sus alrededores, y tomar la lectura de todos los dispositivos de auscultación (piezómetros y control topográfico, cuando éstos estén instalados).

#### Umbrales de Escenarios 1 y 2

Estos umbrales serán adoptados a criterio del Director del Plan de Emergencia si tras la ocurrencia del terremoto se observa que las lecturas de auscultación o la inspección visual detectan un comportamiento anómalo grave de la presa.

### 3.2. Tablas resumen de umbrales

Como resumen de la justificación de valores adoptados para cada uno de los indicadores se presenta a continuación los valores umbrales correspondientes al paso de un escenario a otro.

TABLA 7. UMBRALES PARA CADA ESCENARIO EN FUNCIÓN DE CADA INDICADOR. ESCENARIO 0

FENÓMENO DESENCADENANTE	ESCENARIO	INDICADOR	PARÁMETRO A CONTROLAR	UMBRAL
Avenida	ESCENARIO 0	Cota de embalse	Velocidad de ascenso	<12 h hasta cota 795,50
Indisponibilidad de compuertas	ESCENARIO 0	Cota de embalse	Velocidad de ascenso	<18 h hasta la cota 795,50
Comportamiento anormal de la presa	ESCENARIO 0	Instrumentos de auscultación	Filtraciones, movimientos, etc.	A definir con los datos de explotación
Comportamiento anormal de la presa	ESCENARIO 0	Inspecciones periódicas	Los indicados en el formulario de inspección (Normas de Explotación)	Ocurrencia del Suceso
Deslizamiento de ladera	ESCENARIO 0	Detección de indicios de deslizamiento a partir de inspección	Volumen, velocidad de desplazamiento y ubicación	Ocurrencia del Suceso
Actos de Sabotaje y Vandalismo	ESCENARIO 0	Amenaza o detección	Comunicación de amenaza y ubicación	Ocurrencia del Suceso
Sismo	ESCENARIO 0	Detección sísmica	Intensidad (escala MSK)	Ocurrencia del Suceso

TABLA 8. UMBRALES PARA CADA ESCENARIO EN FUNCIÓN DE CADA INDICADOR. ESCENARIO 1

FENÓMENO DESENCADENANTE	ESCENARIO	INDICADOR	PARÁMETRO A CONTROLAR	UMBRAL
Avenida	ESCENARIO 1	Cota de embalse	Velocidad de ascenso	<8 h hasta cota 795,50
Indisponibilidad de compuertas	ESCENARIO 1	Cota de embalse	Velocidad de ascenso	En función del análisis de la incidencia
Comportamiento anormal de la presa	ESCENARIO 1	Instrumentos de auscultación	Filtraciones, movimientos, etc.	En función del análisis de los datos.
Comportamiento anormal de la presa	ESCENARIO 1	Inspecciones periódicas	Los indicados en el formulario de inspección (Normas de Explotación)	En función del análisis de incidencia
Deslizamiento de ladera	ESCENARIO 1	Detección de indicios de deslizamiento a partir de inspección	Volumen, velocidad de desplazamiento y ubicación	En función del análisis del deslizamiento
Actos de Sabotaje y Vandalismo	ESCENARIO 1	Amenaza o detección	Comunicación de amenaza, ubicación	EN FUNCIÓN DEL ANÁLISIS DE LA INSPECCIÓN
Sismo	ESCENARIO 1	Detección sísmica	Auscultación e inspección	En función del análisis de auscultación e inspección

TABLA 9. UMBRALES PARA CADA ESCENARIO EN FUNCIÓN DE CADA INDICADOR. ESCENARIO 2

FENÓMENO DESENCADENANTE	ESCENARIO	INDICADOR	PARÁMETRO A CONTROLAR	UMBRAL
Avenida	ESCENARIO 2	Cota de embalse	Velocidad de ascenso	<4 h hasta cota 795,50
Indisponibilidad de compuertas	ESCENARIO 2	Cota de embalse	Indisponibilidad de compuertas	En función del análisis de la incidencia
Comportamiento anormal de la presa	ESCENARIO 2	Instrumentos de auscultación	Filtraciones, movimientos, etc.	En función del análisis de los datos
Comportamiento anormal de la presa	ESCENARIO 2	Inspecciones periódicas	Los indicados en el formulario de inspección (Normas de Explotación)	En función del análisis de incidencia
Deslizamiento de ladera	ESCENARIO 2	Detección de indicios de deslizamiento a partir de inspección	Volumen, velocidad de desplazamiento y ubicación	En función del análisis del deslizamiento
Actos de Sabotaje y Vandalismo	ESCENARIO 2	Amenaza o detección	Comunicación de amenaza y ubicación	En función del análisis de la inspección
Sismo	ESCENARIO 2	Detección sísmica	Auscultación e inspección	En función del análisis de auscultación e inspección

TABLA 10. UMBRALES PARA CADA ESCENARIO EN FUNCIÓN DE CADA INDICADOR. ESCENARIO 3

FENÓMENO DESENCADENANTE	ESCENARIO	INDICADOR	PARÁMETRO A CONTROLAR	UMBRAL
Avenida	ESCENARIO 3	Cota de embalse	Velocidad de ascenso	Rotura inminente.
Indisponibilidad de compuertas	ESCENARIO 3	Cota de embalse	Velocidad de ascenso	Rotura inminente.
Comportamiento anormal de la presa	ESCENARIO 3	Instrumentos de auscultación	Filtraciones, movimientos, etc.	Rotura inminente
Comportamiento anormal de la presa	ESCENARIO 3	Inspecciones periódicas	Los indicados en el formulario de inspección (Normas de Explotación)	Rotura inminente.
Deslizamiento de ladera	ESCENARIO 3	Detección de indicios de deslizamiento a partir de inspección	Volumen, velocidad de desplazamiento y ubicación	Rotura inminente.
Actos de Sabotaje y Vandalismo	ESCENARIO 3	Amenaza o detección	Comunicación de amenaza y ubicación	Rotura inminente.
Sismo	ESCENARIO 3	Detección sísmica	Auscultación e inspección	Rotura inminente.



#### 4. CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE

Se han procedido a determinar la curva de vaciado del embalse de la presa de Virgen de las Viñas, con vista a establecer el tiempo necesario que haría falta en una situación o escenario de emergencia, caso que se debiera proceder al vaciado del mismo.

Como paso inicial se ha establecido la curva del embalse a partir de los datos de cota de embalse y volumen asociado incluidos en las Normas de Explotación de la presa (10). Posteriormente, se ha interpolado una curva polinómica de quinto grado para poder obtener los volúmenes de embalse por cotas con mayor grado de aproximación que mediante una simple interpolación. Los resultados obtenidos se recogen en la Gráfica 12. Como se observa en el gráfico, existe una correspondencia muy precisa entre los valores reales y los adoptados mediante aproximación polinómica.

A partir de este ajuste se ha procedido a realizar la simulación del vaciado del embalse, discretizando en intervalos de cinco minutos, y con las siguientes hipótesis de vaciado:

##### Hipótesis de vaciado:

- Se ha partido del caudal medio del río Duero (determinado en el Anejo nº 2), equivalente a 25,00 m<sup>3</sup>/s. Adicionalmente se han supuesto cinco caudales medios más de entrada al embalse: 20, 15, 10, 5 y 0 m<sup>3</sup>/s.
- Se ha parte de situación de compuertas cerradas, con la lámina de agua a cota de coronación de compuertas (792,30), y por tanto con un volumen de embalse de 1.050.000 m<sup>3</sup>.
- Se impone la apertura simultánea de las dos compuertas del aliviadero de superficie en  $t = 0$ , con una velocidad ascensional de 20 cm por minuto (accionamiento eléctrico).
- Se supone que se abren las tres válvulas de los conductos de desagüe de fondo a la vez, y que permanecen así durante toda la simulación. Su apertura es instantánea a partir de  $t = 5$  min.
- Se han simulado en la hoja de cálculo para cada instante  $t$  el volumen desaguado por los distintos órganos de la presa (aliviadero y desagües de fondo) conforme a las curvas de gasto establecidas en el documento Normas de Explotación (10). Estas son:
  - Desagüe bajo compuertas del aliviadero de superficie.
  - Vertido en lámina libre por aliviadero de superficie (cuando la diferencia entre la cota de lámina de agua en un instante  $t$  y la cota de umbral de aliviadero es inferior a la apertura de las compuertas, ésta variable en virtud de su velocidad de ascenso).
  - Desagüe de los tres conductos de desagüe de fondo.
- Se supone que el caudal derivado o turbinado por la central es nulo. Si se quiere suponer una situación de turbinado, bastaría con considerar un caudal medio en el río como diferencia del real menos el caudal supuestamente turbinado.
- Para un instante  $t$  se ha determinado el volumen resultante como diferencia entre el volumen al inicio del intervalo y el volumen desaguado por los distintos órganos de desagüe. Este volumen final será el volumen inicial a considerar en el instante  $t+1$ .

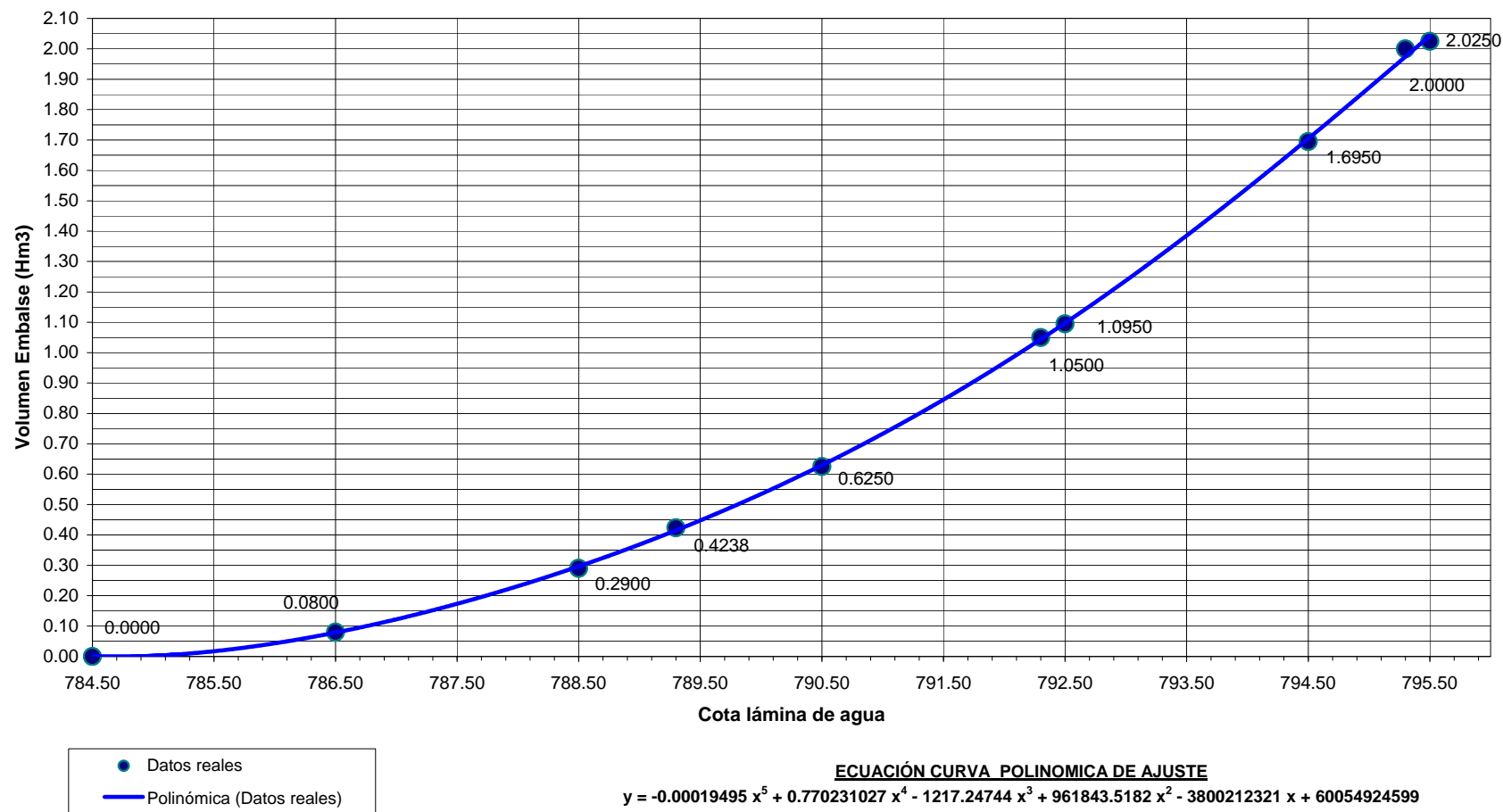
Resultados de la simulación:

- Por la situación de la cota de toma de los desagües de fondo, existe un volumen de embalse muerto de aproximadamente 11.000 m<sup>3</sup>.
- Para caudales medios en el río comprendidos entre 5,00 y 25,00 m<sup>3</sup>/s (máximo considerado) y con la hipótesis de vaciado establecidas, se comprueba que es imposible vaciar el embalse hasta la cota de desagües de fondo (784,75). Antes de llegar a esa situación del embalse existe un instante en el que el caudal de entrada se iguala al caudal de salida, estabilizándose por tanto la lámina de agua.

TABLA 11. RESULTADOS SIMULACIÓN DE VACIADO DEL EMBALSE

Hipótesis	Q medio río (m <sup>3</sup> /s)	Cota final embalse	Volumen final embalse (m <sup>3</sup> )	Tiempo vaciado
I	0,00	784,75	11.000	8h 15'
II	5,00	784,79	11.700	10 h 35'
III	10,00	784,85	12.000	20h 00'
IV	15,00	785,76	46.500	28 h 10'
V	20,00	878,03	109.075	44 h 05'
VI	25,00	788,67	259.300	88 h 15'

**EMBALSE VIRGEN DE LAS VIÑAS**  
**Curva Embalse**  
**Cota lámina - Volumen Embalse**

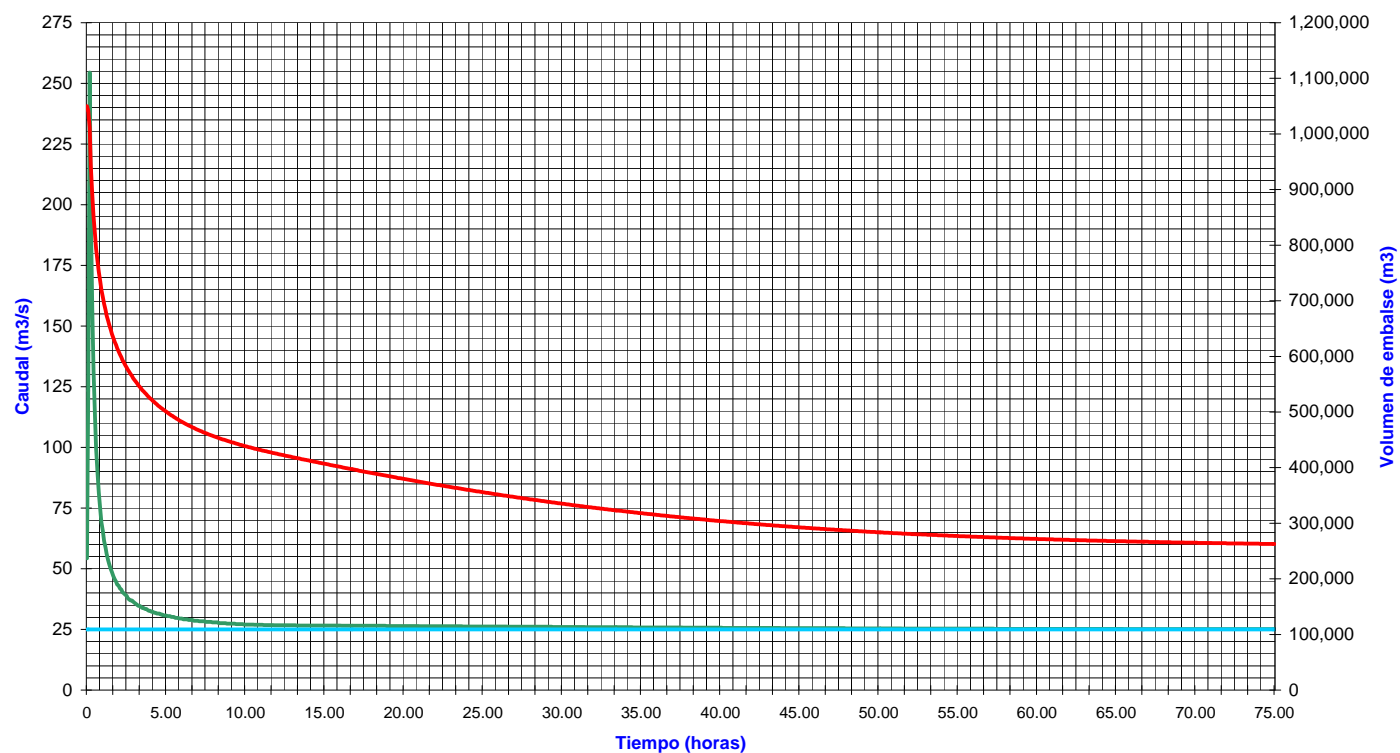


**GRÁFICO 12. CURVA DE EMBALSE DE LA PRESA DE VIRGEN DE LAS VIÑAS**

**PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA  
DE LAPRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS**

**CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE**

**Caudal medio río Duero: 25,00 m<sup>3</sup>/s Caudal turbinado: 0,00 m<sup>3</sup>/s**



**Cota inicial Embalse: 792,30 m Volumen inicial Embalse: 1.050.000 m<sup>3</sup>**  
**Cota final Embalse: 788,67 m Volumen final Embalse: 259.300 m<sup>3</sup>**

— Caudal de Salida — Caudal de entrada  
— Volumen de embalse

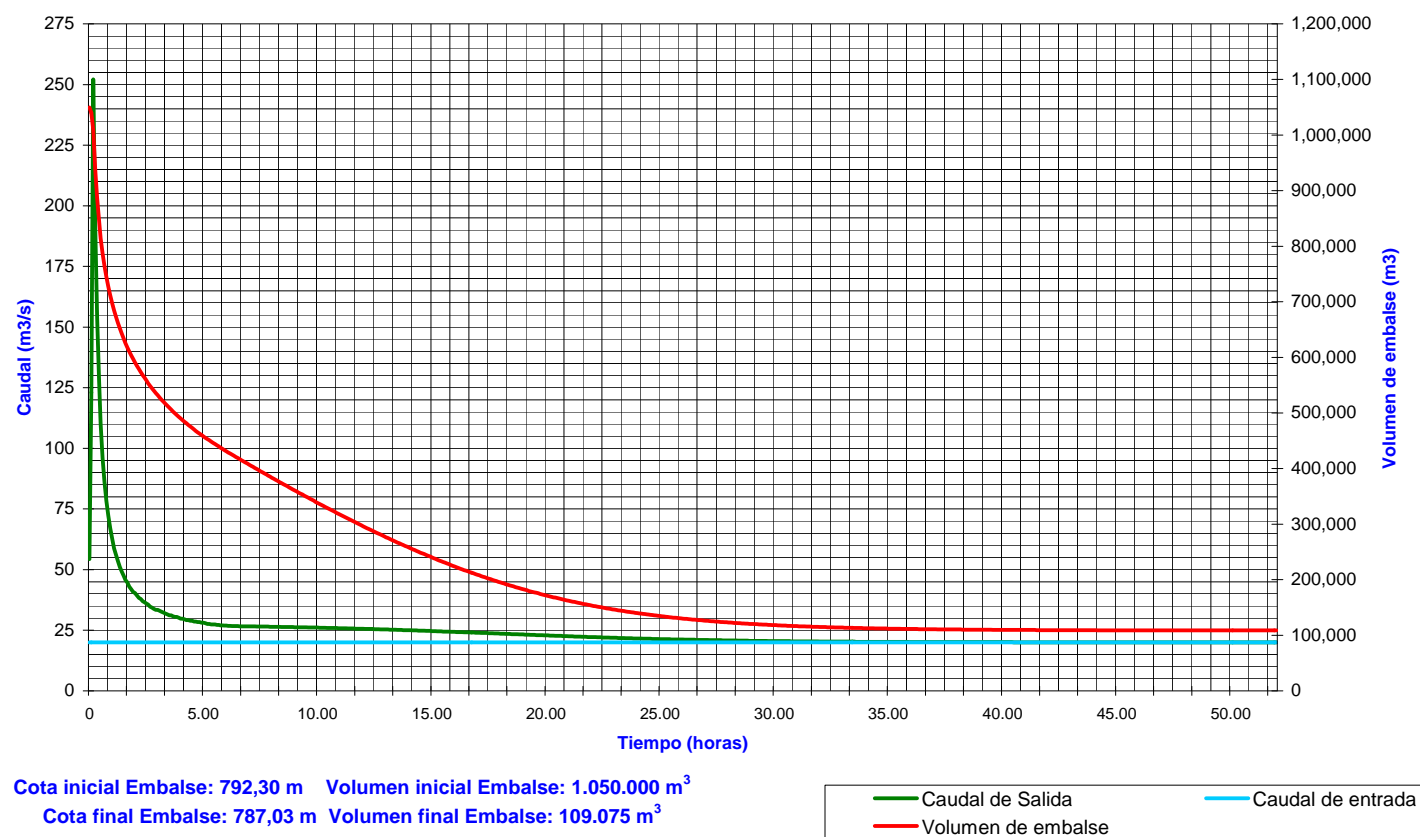
**GRÁFICO**

**13. CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE DE LA PRESA DE VIRGEN DE LAS VIÑAS. Q MEDIO RÍO: 25,00 m<sup>3</sup>/s**

**PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA  
DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS**

**CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE**

Caudal medio río Duero: 20,00 m<sup>3</sup>/s Caudal turbinado: 0,00 m<sup>3</sup>/s

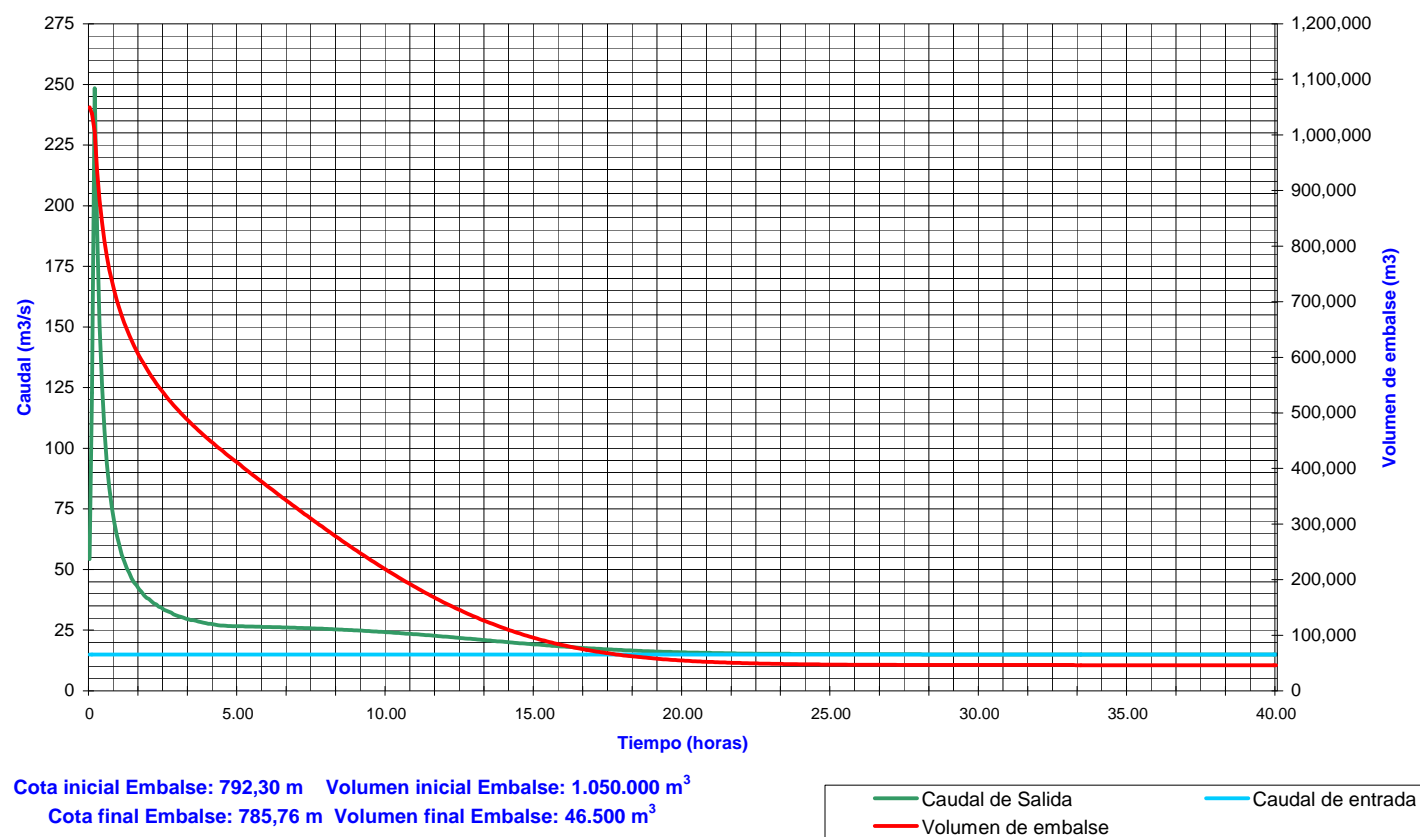


**GRÁFICO 14. CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE DE LA PRESA DE VIRGEN DE LAS VIÑAS. Q MEDIO RÍO: 20,00 m<sup>3</sup>/s**

**PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA  
DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS**

**CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE**

**Caudal medio río Duero: 15,00 m<sup>3</sup>/s Caudal turbinado: 0,00 m<sup>3</sup>/s**

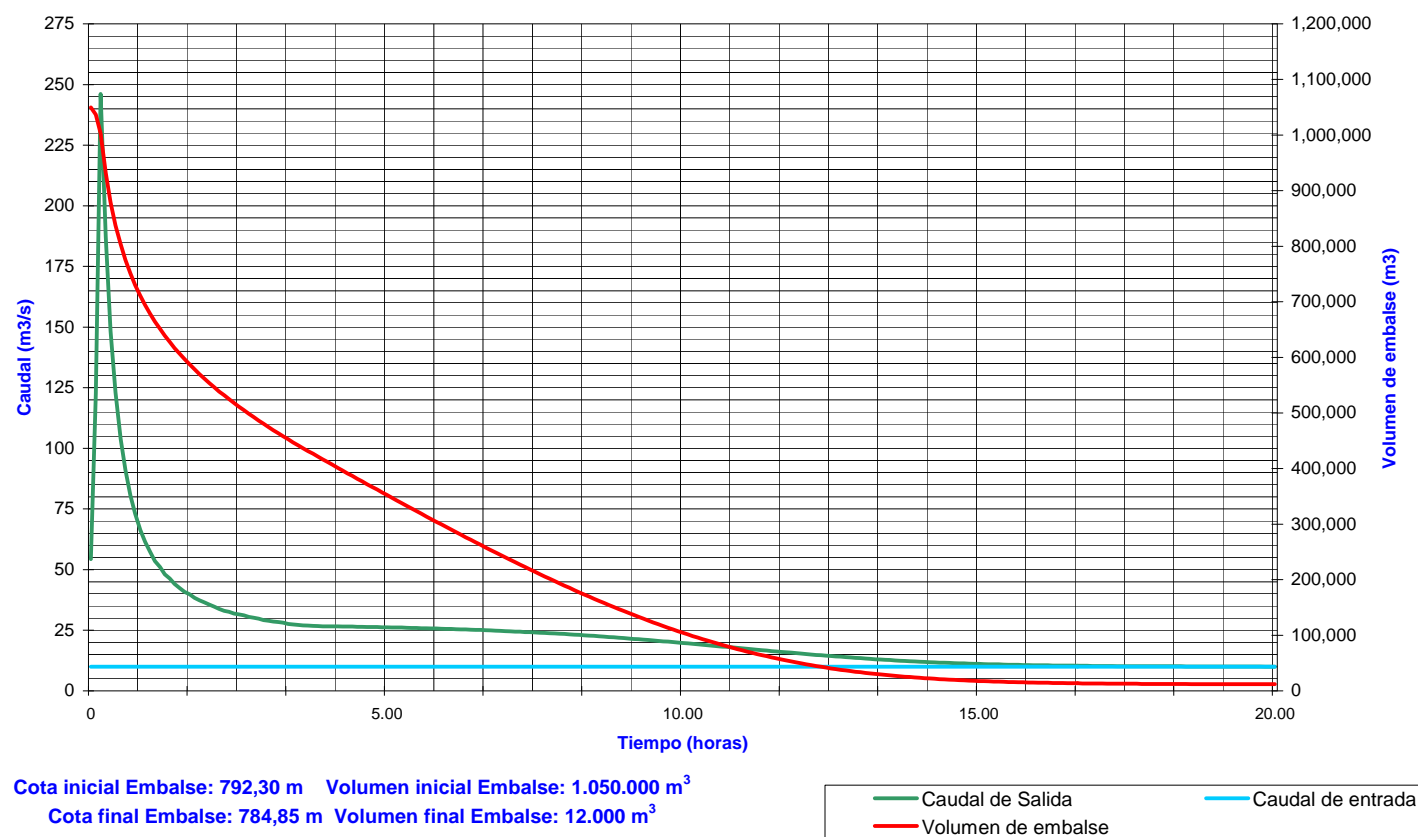


**GRÁFICO 15. CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE DE LA PRESA DE VIRGEN DE LAS VIÑAS. Q MEDIO RÍO: 15,00 m<sup>3</sup>/s**

**PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA  
DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS**

**CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE**

**Caudal medio río Duero: 10,00 m<sup>3</sup>/s Caudal turbinado: 0,00 m<sup>3</sup>/s**

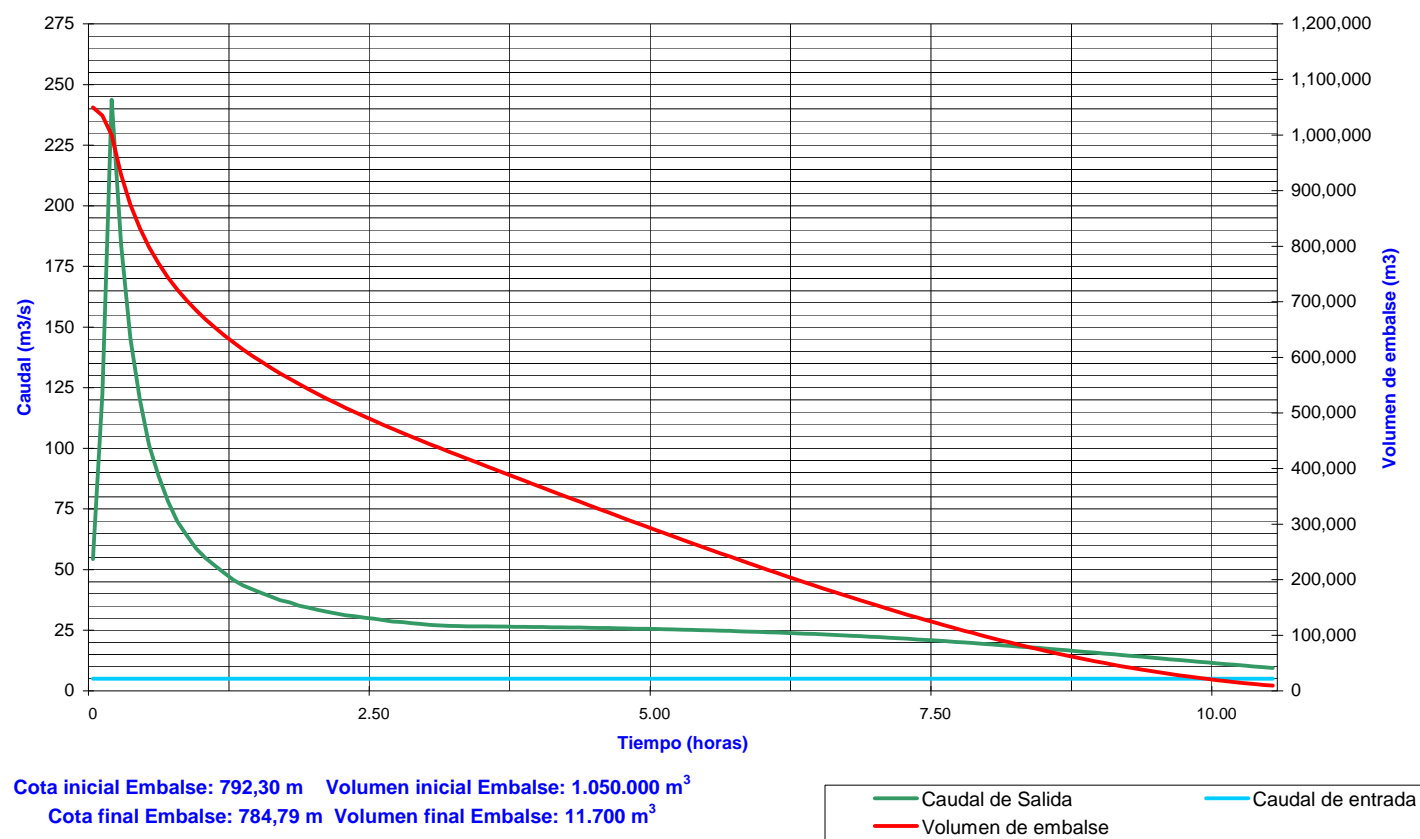


**GRÁFICO 16. CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE DE LA PRESA DE VIRGEN DE LAS VIÑAS. Q MEDIO RÍO: 10,00 m<sup>3</sup>/s**

**PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA  
DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS**

**CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE**

**Caudal medio río Duero: 5,00 m<sup>3</sup>/s Caudal turbinado: 0,00 m<sup>3</sup>/s**



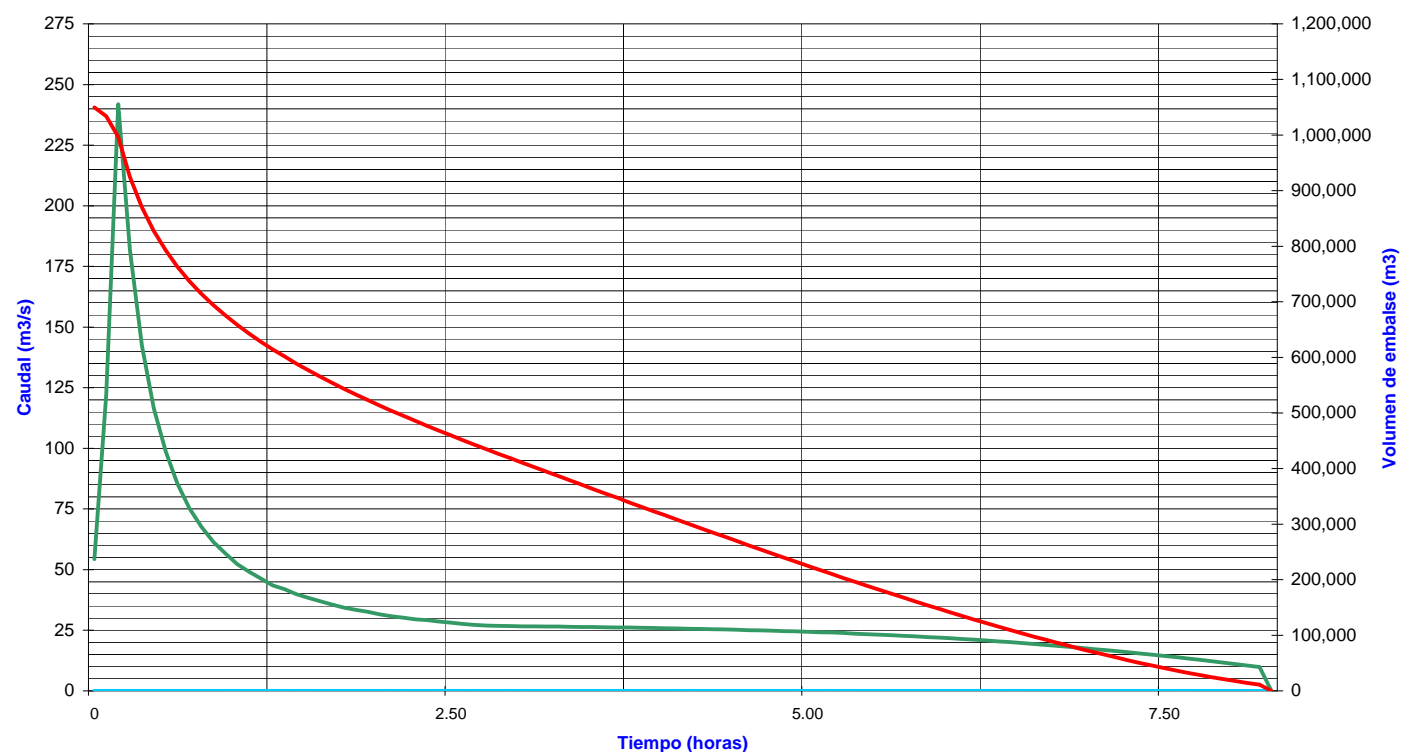
**GRÁFICO 17. CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE DE LA PRESA DE VIRGEN DE LAS VIÑAS. Q MEDIO RÍO: 5,00 m<sup>3</sup>/s**



**PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA  
DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS**

**CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE**

Caudal medio río Duero: 0,00 m<sup>3</sup>/s Caudal turbinado: 0,00 m<sup>3</sup>/s



Cota inicial Embalse: 792,30 m Volumen inicial Embalse: 1.050.000 m<sup>3</sup>  
Cota final Embalse: 784,75 m Volumen final Embalse: 11.000 m<sup>3</sup>

— Caudal de Salida — Caudal de entrada  
— Volumen de embalse

**GRÁFICO 18. CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE DE LA PRESA DE VIRGEN DE LAS VIÑAS. Q MEDIO RÍO: 0,00 m<sup>3</sup>/s**

## REFERENCIAS

- (1) Guía Técnica para la Elaboración de los Planes de Emergencia de Presas. Ministerio de Medio Ambiente. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas. Junio de 2001.
- (2) Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses. BOE 30 de marzo de 1996. Orden Ministerial Nº 7319 de 12/3/96.
- (3) Norma de Construcción Sismorresistente. Mapa de Peligrosidad Sísmica. (BOE 8 de febrero de 1995).
- (4) Mapa de sismicidad del área Ibero-Magrebí y Canarias. Atlas Nacional de España. Sección II, Grupo 8. GEOFÍSICA. Instituto Geográfico Nacional. (1992).
- (5) Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo Sísmico. BOE 25/5/1995. Orden Ministerial de 7/4/95
- (6) Directriz Básica de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones. BOE 14/2/1995. Orden Ministerial Nº 3865 de 9/12/94.
- (7) Proyecto de las Obras Civiles de la Central Hidroeléctrica Virgen de las Viñas. IDAE – SAT. Febrero 1989.
- (8) Proyecto de las Instalaciones Electromecánicas de la Central Hidroeléctrica Virgen de las Viñas. IDAE – SAT. Febrero 1989.
- (9) Proyecto de Construcción de la Central Hidroeléctrica Virgen de las Viñas. IDAE – SAT. 1995.
- (10) Normas de explotación, Conservación y Vigilancia de la Presa de la Central Hidroeléctrica Virgen de las Viñas. (Doc. 8.6.2.I.1.1./94). IDAE. Octubre 1994.
- (11) Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas. Dirección General de Obras Hidráulicas. Orden Ministerial (31 de Marzo de 1967).

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1.	ESCALA DE INTENSIDAD M.S.K.
TABLA 2.	EMBALSES AGUAS ABAJO PRESA CUERDA DEL POZO
TABLA 3.	AFECCIONES EN EL CAUCE AGUAS ABAJO EN LAS INMEDIACIONES DE LA PRESA DE VIRGEN DE LAS VIÑAS
TABLA 4.	CALADOS Y VELOCIDADES SEGÚN PEP
TABLA 5.	FENÓMENOS DE EMERGENCIA
TABLA 6.	TABLA DE INDICADORES EN FUNCIÓN DEL FENÓMENO DESENCADENANTE
TABLA 7.	UMBRALES PARA CADA ESCENARIO EN FUNCIÓN DE CADA INDICADOR. ESCENARIO 0
TABLA 8.	UMBRALES PARA CADA ESCENARIO EN FUNCIÓN DE CADA INDICADOR. ESCENARIO 1
TABLA 9.	UMBRALES PARA CADA ESCENARIO EN FUNCIÓN DE CADA INDICADOR. ESCENARIO 2
TABLA 10.	UMBRALES PARA CADA ESCENARIO EN FUNCIÓN DE CADA INDICADOR. ESCENARIO 3
TABLA 11.	RESULTADOS SIMULACIÓN DE VACIADO DEL EMBALSE

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1.	MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA NCSE-94
GRÁFICO 2.	INTENSIDADES MÁXIMAS SENTIDAS
GRÁFICO 3.	PELIGROSIDAD SÍSMICA. PERIODO DE RETORNO DE 1000 AÑOS
GRÁFICO 4.	MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA PARA UN PERÍODO DE RETORNO DE QUINIENTOS AÑOS
GRÁFICO 5.	TIEMPOS DE RESPUESTA PARA DISTINTAS VELOCIDADES Y COTAS DE EMBALSE EN SITUACIÓN DE AVENIDA
GRÁFICO 6.	ESCENARIO 0. TIEMPOS DE RESPUESTA PARA DISTINTAS VELOCIDADES Y COTAS DE EMBALSE EN SITUACIÓN DE AVENIDA
GRÁFICO 7.	ESCENARIO 1. TIEMPOS DE RESPUESTA PARA DISTINTAS VELOCIDADES Y COTAS DE EMBALSE EN SITUACIÓN DE AVENIDA
GRÁFICO 8.	ESCENARIO 2. TIEMPOS DE RESPUESTA PARA DISTINTAS VELOCIDADES Y COTAS DE EMBALSE EN SITUACIÓN DE AVENIDA
GRÁFICO 9.	ESCENARIO 0. TIEMPOS DE RESPUESTA PARA DISTINTAS VELOCIDADES Y COTAS DE EMBALSE EN SITUACIÓN DE INDISPONIBILIDAD DE COMPUERTAS
GRÁFICO 10.	LEY DE PRESIONES EN SITUACIÓN DE EMBALSE LLENO. HIPÓTESIS A <sub>2</sub>
GRÁFICO 11.	LEY DE PRESIONES EN SITUACIÓN DE EMBALSE LLENO. DRENES INEFICACES. HIPÓTESIS B <sub>21</sub>
GRÁFICO 12.	CURVA DE EMBALSE DE LA PRESA DE VIRGEN DE LAS VIÑAS
GRÁFICO 13.	CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE DE LA PRESA DE VIRGEN DE LA VIÑAS. Q MEDIO RÍO: 25,00 m <sup>3</sup> /s
GRÁFICO 14.	CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE DE LA PRESA DE VIRGEN DE LA VIÑAS. Q MEDIO RÍO: 20,00 m <sup>3</sup> /s
GRÁFICO 15.	CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE DE LA PRESA DE VIRGEN DE LA VIÑAS. Q MEDIO RÍO: 15,00 m <sup>3</sup> /s
GRÁFICO 16.	CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE DE LA PRESA DE VIRGEN DE LA VIÑAS. Q MEDIO RÍO: 10,00 m <sup>3</sup> /s
GRÁFICO 17.	CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE DE LA PRESA DE VIRGEN DE LA VIÑAS. Q MEDIO RÍO: 5,00 m <sup>3</sup> /s
GRÁFICO 18.	CURVA DE VACIADO DEL EMBALSE DE LA PRESA DE VIRGEN DE LA VIÑAS. Q MEDIO RÍO: 0,00 m <sup>3</sup> /s



INSTITUTO PARA LA DIVERSIFICACIÓN Y AHORRO DE LA ENERGÍA  
C/ Madera, 8 - 28004 Madrid  
Teléfono: 91.456.49.00  
Fax: 91 523 04 14

## PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA VIRGEN DE LAS VIÑAS



### ANEJO 2

## JUSTIFICACIÓN DE LA ZONIFICACIÓN TERRITORIAL Y ESTIMACIÓN DE DAÑOS

P210F27  
ENERO 2016 REV. 0 ACT. 0



**SENER**

**PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS.  
T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)**

\* \* \*

**PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES  
POR ROTURA O AVERÍA**

**ANEJO 2  
JUSTIFICACIÓN DE LA ZONIFICACIÓN TERRITORIAL  
Y ESTIMACIÓN DE DAÑOS**

**Ref.:** P210F27  
**Revisión nº:** 0  
**Actualización nº:** 0  
**Fecha:** ENERO 2016  
**Fichero:** Anejo 02 Rev0\_Act0.docx

<b>Preparado por:</b> J.A. Alvarado del Peso	<b>Revisado por:</b> J.R. Bartolomé Sualdea	<b>Responsable:</b> L. Posse Hernanz	<b>Validado por:</b> C. López Ocón
<b>Entidad:</b> SENER, Ingeniería y Sistemas, S.A. Función: Ing. Especialista	<b>Entidad:</b> SENER, Ingeniería y Sistemas, S.A. Función: Director de Proyecto	<b>Entidad:</b> IDAE Función: Jefe de la Unidad Operativa	<b>Entidad:</b> IDAE Función: Director Plan de Emergencia
<b>Fecha y Firma:</b>  21/01/2016	<b>Fecha y Firma:</b>  21/01/2016	<b>Fecha y Firma:</b>  21/01/2016	<b>Fecha y Firma:</b>  21/01/2016

[illegible]

REGISTRO DE EVOLUCIÓN			
Rev.	Act.	Estado de Autorización Documentación que lo edita o aprueba	Fecha documentos edit./aprb.
0	0	Edición inicial	21/01/2016



## ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
1.1	Características del cauce.....	1
1.2	Características de la presa y del embalse .....	2
<b>2</b>	<b>ESCENARIOS DE ROTURA O AVERÍA GRAVE ANALIZADOS .....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>CARACTERÍSTICAS DE LA ROTURA .....</b>	<b>9</b>
<b>4</b>	<b>ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA PROPAGACIÓN DE LA ONDA DE ROTURA A LO LARGO DEL CAUCE...</b>	<b>11</b>
4.1	Selección del modelo numérico .....	11
4.2	Caracterización geométrica del cauce .....	11
4.3	Caracterización hidráulica del cauce .....	12
4.4	Límite del estudio aguas abajo .....	13
4.5	Aspectos generales de la modelización .....	14
4.5.1	Sistema fluvial modelizado .....	14
4.5.2	Condiciones de contorno aguas abajo.....	14
4.5.3	Estructuras consideradas .....	15
<b>5</b>	<b>ZONIFICACIÓN TERRITORIAL. DELIMITACIÓN DE LAS ÁREAS DE INUNDACIÓN POTENCIAL.....</b>	<b>21</b>
<b>6</b>	<b>ESTIMACIÓN DE DAÑOS.....</b>	<b>22</b>
6.1	Escenario de rotura sin avenida (H1).....	24
6.1.1	Estimación de daños a núcleos urbanos y viviendas aisladas.....	24
6.1.2	Estimación de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte).....	25
6.2	Escenario de rotura con avenida (H2).....	26
6.2.1	Estimación de daños a núcleos urbanos y viviendas aisladas.....	26
6.2.2	Estimación de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte).....	28
6.3	Escenario de rotura de compuertas (A1) .....	29
6.3.1	Estimación de daños a núcleos urbanos y viviendas aisladas.....	29
6.3.2	Estimación de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte).....	29

### APÉNDICES:

APÉNDICE 1 – ESTUDIO DE AVENIDAS

APÉNDICE 2 – RESULTADOS DEL MODELO DE ROTURA DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS

APÉNDICE 3 – RESULTADOS GRÁFICOS

APÉNDICE 4 – PLANOS ÁREAS INUNDABLES

## 1 INTRODUCCIÓN

Dentro de la redacción del Plan de Emergencia de la Presa Virgen de las Viñas (TM de Aranda de Duero – Burgos) clasificada como categoría A, en el presente Anejo se desarrolla la justificación de la zonificación territorial y de la estimación de los daños potenciales provocados por la rotura o avería grave de la misma.

Para ello, siguiendo las recomendaciones recogidas en la Guía Técnica para la Elaboración de los Planes de Emergencia de Presas de la Dirección General de Obras Hidráulicas, se presentan los resultados correspondientes a la ejecución de los modelos hidráulicos completos para cada uno de los posibles escenarios considerados.

### 1.1 Características del cauce

La Presa Virgen de las Viñas se encuentra ubicada en el Río Duero dentro del término municipal de Aranda de Duero, en la provincia de Burgos.

Para el estudio de las afecciones potenciales por rotura de la Presa Virgen de las Viñas, se ha llevado a cabo el análisis de un tramo de cauce de aproximadamente 29 Km entre el emplazamiento de la misma y unos 100 metros aguas abajo del puente de Roa sobre el Duero.

El tramo modelizado tiene una pendiente media del 0,9 ‰ encontrándose afectado por la presencia de dos azudes: la Presa de Los Redondos (PK 3+350) y La Presa de la Recorva (PK 10+170) los cuales provocan incluso la existencia de tramos en contra pendiente. A su vez existen en el tramo considerado 6 puentes que han sido contemplados en la presente justificación.

Por otro lado el sistema fluvial simulado se completa con la presencia de 4 afluentes destacables como son por orden de incorporación al Río Duero, el Río Arandilla (1645 m analizados) , el Río Bañuelos (1225 m analizados), el Río Gromejón (1090 m analizados) y el Río Riaza (1182 m analizados), lo que ha permitido tener en cuenta el efecto amortiguador de sus cauces frente a la avenida provocada por rotura ya que se convierten en depósitos provisionales de volumen de agua.

Para la modelización de estos cauces, se ha utilizado como base la cartografía del proyecto LINDE para la delimitación del Dominio Público Hidráulico proporcionada por la Confederación Hidrográfica del Duero, a escala 1:2000 y con equidistancia entre curvas de nivel de 0,50 metros. Paralelamente, se encargó la realización una campaña topográfica consistente tanto en la caracterización de las distintas estructuras (puentes y azudes) situadas en el tramo analizado como en la del lecho del cauce por debajo del nivel de las aguas contemplado en la topografía LINDE (mediante la realización de secciones batimétricas).

En general, se observa la existencia de un cauce bastante encajado con limitadas llanuras de inundación, siendo las más destacables las existentes en el Río Duero a su paso por la población de Aranda de Duero.

## 1.2 Características de la presa y del embalse

- a) Identificación de la presa y del titular
- Denominación de la presa: *VIRGEN DE LAS VIÑAS*
  - Denominación del embalse: *VIRGEN DE LAS VIÑAS*
  - Titular: *IDAE*
- b) Situación de la presa
- Cauce y cuenca hidrográfica: *Río Duero (Cuenca Duero)*
  - Provincia y Comunidad Autónoma: *Burgos (Castilla y León)*
  - Situación por coordenadas UTM
- $X = 443.522$   
 $Y = 4.611.754$
- Plano de situación a E: 1/50.000: *número 375 del IGN*

- c) Características de la presa
- Tipología de la presa y del aliviadero:

*Presa de gravedad de hormigón convencional y planta recta con talud vertical aguas arriba y 0,7 H: 1 V aguas abajo. Aliviadero de labio fijo de dos vanos con compuertas tipo vagón.*

- Cotas de cauce, de vertedero y de coronación:

Cota de cauce:	782,52 m
Cota de vertedero:	789,30 m
Cota de coronación:	795,50 m
- Altura de la presa sobre cimientos: 17,0 m
- Longitud de coronación: 27,70 m
- Cotas de máximo embalse normal y extraordinario:

Cota de NMN:	792,30 m
Cota de NAP:	794,92 m
- Órganos de desagüe:

*De superficie: aliviadero de labio fijo de 2 vanos de 12 metros de longitud y perfil Creager. Compuertas tipo vagón, una por vano, de 12 metros de anchura por tres de altura.*

*De fondo: 3 de  $\phi$  1250 mm con eje a la cota 784,125*
- Caudales de desagüe de proyecto del aliviadero y otros órganos de desagüe:

Capacidad de desagüe por aliviaderos a MNM:	258,8 m <sup>3</sup> /s
Capacidad de desagüe total a MNM:	292,25 m <sup>3</sup> /s
Capacidad de desagüe por aliviaderos a NAP:	713,6 m <sup>3</sup> /s
Capacidad de desagüe total a NAP:	752,53 m <sup>3</sup> /s

d) Características del embalse

- Longitud del embalse: 4,60 Km
- Volúmenes de embalse a cotas de vertedero, de coronación y correspondientes a MEN y MEE:

A cota vertedero superficie (789,30 m):	0,42 Hm <sup>3</sup> (Superficie 16,16 Ha)
A cota de coronación (795,50 m):	2,03Hm <sup>3</sup> (Superficie 34,10 Ha)
A NMN (792,30 m):	1,10 Hm <sup>3</sup> (Superficie 27,2 Ha)
A NAP (794,92 m):	2,0 Hm <sup>3</sup> (Superficie 33,70 Ha)

- Aspectos singulares de explotación: su uso principal es la producción de energía hidroeléctrica. La central a pie de presa cuenta con un salto bruto de 8,50 metros y un caudal nominal de 24, 50 m<sup>3</sup>/s

e) Características hidrológicas

*La superficie de la cuenca vertiente al embalse de Virgen de las Viñas es de 7356 Km<sup>2</sup>. El caudal punta de la avenida de 500 años de período de retorno (Avenida de Proyecto), ha sido estimada mediante ajuste de una distribución Gumbel de extremos a la serie de valores máximo anuales medidos en la estación de aforo de Aranda de Duero, resultando un valor de 635 m<sup>3</sup>/s.*

A continuación se adjunta una fotografía con la vista general de la Presa de Virgen de las Viñas:



## 2 ESCENARIOS DE ROTURA O AVERÍA GRAVE ANALIZADOS

Se han analizado los tres escenarios siguientes de acuerdo con la metodología recogida en la Guía Técnica en su capítulo 3 referente a “Zonificación territorial y Análisis de los riesgos generados por la rotura” y que permiten obtener el rango de variación del calado a lo largo del cauce:

- H1. Escenario de rotura sin avenida: Embalse a su nivel máximo normal (NMN), que es el máximo nivel que puede alcanzar el agua del embalse en un régimen normal de explotación. Las condiciones de desagüe de la presa son las correspondientes a su nivel máximo normal de explotación. En este caso las características principales del análisis son:

- + Nivel de agua: + 792,30 m
- + Volumen de embalse: 1,10 Hm<sup>3</sup>
- + Superficie de embalse: 27,20 Ha
- + Caudal desaguado por la presa: igual a 25 m<sup>3</sup>/s que equivale aproximadamente al caudal nominal del aprovechamiento energético y al caudal medio del río. Los caudales circulantes por cada afluente se han fijado en 1 m<sup>3</sup>/s

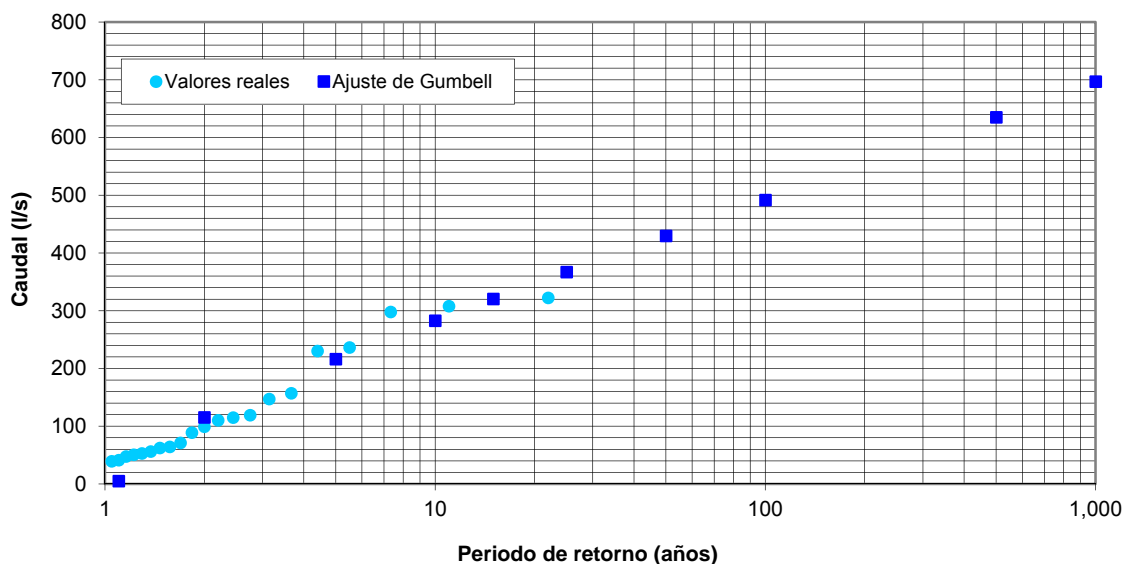
- H2. Escenario de rotura en situación de avenida: Embalse con su nivel en coronación y desaguando la avenida de proyecto. En este caso las características principales del análisis son:

- + Nivel de agua: + 795,50 m
- + Volumen de embalse: 2,03 Hm<sup>3</sup>
- + Superficie de embalse: 34,10 Ha
- + Caudal de avenida en el momento de rotura: igual al caudal pico correspondiente a la avenida de 500 años de período de retorno y de valor 635 m<sup>3</sup>/s

La estimación del caudal punta de la avenida de proyecto se ha realizado mediante ajuste gráfico de la distribución Gumbel con los datos de máximos caudales instantáneos anuales de la estación de aforo del Duero en Aranda de Duero, resultando unos parámetros Gumbel de valor  $\alpha = -82,617$  y  $\gamma = 88,9$ .



### Ajuste de Gumbel de los datos foronómicos de la estación de Aranda de Duero



Por otro lado, se ha aplicado para el cálculo del tiempo de concentración de la cuenca del Río Duero hasta la presa Virgen de las Viñas la formulación de Témez, que es la que conduce a un mayor valor de este tiempo de concentración y a igualdad de caudal pico, a un mayor volumen de avenida. Dicha formulación es la siguiente:

$$T_c = 0,3 \cdot \left( \frac{L}{I^{0,25}} \right)^{0,76}$$

donde L es la longitud de la cuenca en Km e I es la pendiente media de la misma en m/m.

Para L = 275,82 Km e I = 0,00369 m/m resulta un tiempo de concentración de 62,27 horas.

Si se adopta la forma del hidrograma adimensional del Soil Conservation Service para el hidrograma de avenida de proyecto en la Presa Virgen de las Viñas con un caudal pico de  $Q_p = 635 \text{ m}^3/\text{s}$  y un tiempo de pico estimado en  $T_p = 1,3 T_c = 80,95$  horas, resulta que en el intervalo alrededor del caudal punta se tiene la siguiente evolución de caudales de avenida:

Tiempo tras inicio de la avenida (h)	Caudal (m³/s)
76	631,12
77	631,9
78	632,69
79	633,47
80	634,25
81	634,96

Tiempo tras inicio de la avenida (h)	Caudal (m³/s)
82	634,18
83	633,39
84	632,61
85	631,82
86	631,04

A la vista de lo anterior y teniendo en cuenta que aproximadamente el tiempo de propagación de la onda de avenida por rotura en los tres escenarios es de 4 horas, se concluye que es razonable utilizar un hidrograma de avenida constante de valor igual al pico de la avenida de proyecto (635 m³/s).

Por otra parte, para simular el incremento de caudales de avenida en el tramo desde la Presa Virgen de las Viñas hasta Roa de Duero, se ha estimado que el caudal aportado para esta situación por los cuatro afluentes al Río Duero es de 25 m³/s por cada uno de ellos.

- A1. Escenario de rotura de compuertas: Embalse inicialmente a su Nivel Máximo Normal (NMN) y en régimen normal de explotación coincidente con rotura secuencial y progresiva de la totalidad de las compuertas.

+ Nivel de agua: + 792,30 m

+ Volumen de embalse: 1,10 Hm³

+ Superficie de embalse: 27,20 Ha

+ Caudal desaguado por la presa: igual a 25 m³/s que equivale aproximadamente al caudal nominal del aprovechamiento energético y al caudal medio del río.

Aunque aguas arriba de la Presa de Virgen de las Viñas, sobre el río Duero se ubica el embalse creado por la Presa de Cuerda del Pozo no se ha considerado como fenómeno desencadenante la rotura o avería grave de presas situadas aguas arriba.

Como se comentó en el Anejo nº 1, en conversaciones mantenidas con los Técnicos de la Subdirección General de Infraestructuras y Tecnología de la Dirección General del Agua del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, se consideró no proceder al análisis de la Hipótesis H3 de Rotura Encadenada de Presas entre la Presa de Cuerda del Pozo y la Presa de Virgen de las Viñas por entender que en esta situación los daños incrementales serán muy pequeños dada la diferencia de volúmenes entre ambos embalses. En este sentido, se considera que el Plan de Emergencia de la Presa de Virgen de las Viñas y el de la Presa de Cuerda del Pozo deben ser planes independientes.

TABLA RESUMEN DE ESCENARIO ANALIZADOS

Definición del escenario	Se analiza (SI/NO)	Justificación	Parámetros
Rotura sin avenida (H1)	SI	Se ha considerado	<ul style="list-style-type: none"><li>Nivel del agua = 792,30 m</li><li>Volumen de embalse = 1,10 Hm³</li><li>Caudal desaguado = 25 m³/s</li></ul>



Rotura con avenida (H2)	SI	Se ha considerado	<ul style="list-style-type: none"> <li>Nivel del agua = 795,50 m</li> <li>Volumen de embalse = 2,03 Hm<sup>3</sup></li> <li>Caudal desaguado = 635 m<sup>3</sup>/s (avenida T=500 años)</li> </ul>
Rotura compuertas (A1)	SI	Se ha considerado	<ul style="list-style-type: none"> <li>Nivel del agua = 792,30 m</li> <li>Volumen de embalse = 1,10 Hm<sup>3</sup></li> <li>Volumen regulado por compuertas = 0,64 Hm<sup>3</sup></li> <li>Caudal desaguado = 25 m<sup>3</sup>/s Caudal medio)</li> </ul>
Rotura encadenada de presas	NO	No se dispone de la rotura de la Presa de Cuerda del Pozo.	Pendiente de análisis en revisión futura, cuando esté redactado su PEP

### 3 CARACTERÍSTICAS DE LA ROTURA

Los criterios generales para fijar las características de la brecha y los modos y tiempos de rotura son los descritos en la Guía Técnica para la Clasificación de Presas en función del Riesgo Potencial. Así, el modo de rotura y la forma y evolución de la brecha dependen del tipo de presa, siendo la hipótesis más común en las presa de fábrica que la rotura sea instantánea, y total o parcial; usualmente total en las presa bóveda y parcial por bloques en las presa de gravedad como es el caso de la Presa Virgen de las Viñas.

A continuación se fijan las características de la rotura de la Presa Virgen de las Viñas:

– Dimensión de la brecha y justificación:

Se clasifica la presa como de gravedad de planta recta.

Según el artículo 3.4 de la GT, la forma de la brecha es rectangular con una profundidad de 9,80 metros en el caso de rotura sin avenida y de 13 metros para el escenario de rotura con avenida y embalse en coronación.

La longitud de coronación es 27,70 m, por tanto:

$$b_1 = \frac{27,7}{3} = 9,23 \text{ m}$$

Por otra parte y a falta de otros datos, se supone que la rotura de 3 bloques de construcción de la presa dada la disposición de los mismos, originaría una brecha coincidente con los dos vanos de aliviadero más la pila central, lo que supone una anchura de 26 metros.

Por tanto según la Guía Técnica el ancho de brecha es de 26 m.

– Tiempo de desarrollo de la brecha y justificación:

Según el artículo 3.4 de la Guía Técnica se adopta, entre los posibles, el valor de 10 min que es el que a conduce a mayores afecciones, quedándose por tanto el análisis del lado de la seguridad.

– Características de la rotura de las compuertas:

La rotura de las dos compuertas se establece de forma secuencial en un intervalo de tiempo de 5 minutos, lo que supone la rotura de cada una de ellas en un período de 2 minutos y medio dejando cada una una brecha de 12 metros de anchura y 3 metros de altura hasta el umbral de aliviadero a la cota + 789,30 m.

**TABLA RESUMEN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE ROTURA DE LA PRESA**

Escenario	Forma de la brecha	Parámetros adoptados	Tiempo de desarrollo de la brecha	Hidrograma de rotura
Rotura sin avenida (H1)	Rectangular hasta el cauce	<ul style="list-style-type: none"> <li>Anchura de la brecha = 3 bloques = 26 m</li> <li>Altura de la brecha = 9,80 m</li> </ul>	10 minutos Lineal en el tiempo	Caudal punta de avenida = 1050,22 m <sup>3</sup> /s
Rotura con avenida (H2)	Rectangular hasta el cauce	<ul style="list-style-type: none"> <li>Anchura de la brecha = 3 bloques = 26 m</li> <li>Altura de la brecha = 13,0 m</li> </ul>	10 minutos Lineal en el tiempo	Caudal punta de avenida = 1790,64 m <sup>3</sup> /s
Rotura de compuertas (A1)	Rectangular hasta el umbral del vertedero	<ul style="list-style-type: none"> <li>Anchura de la brecha = 2 compuertas = 24 m</li> <li>Altura de la brecha = 3,0 m</li> </ul>	5 minutos Secuencial. Una compuerta cada 2,5 min	Caudal punta de avenida = 195,88 m <sup>3</sup> /s

## 4 ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA PROPAGACIÓN DE LA ONDA DE ROTURA A LO LARGO DEL CAUCE

### 4.1 Selección del modelo numérico

En general el análisis de la propagación de la onda causada por la rotura debe ser abordado mediante simulación numérica. Dada la complejidad del problema en cuanto a la coexistencia simultánea en distintos tramos de regímenes gradualmente y rápidamente variables cuya posición evoluciona el tiempo, no se puede plantear en general la elaboración de un modelo específico, su calibración y validación para cada caso concreto, recomendando, por tanto, la Guía Técnica recurrir a alguno de los modelos existentes.

Dentro del estudio de ICOLD sobre “Dam Break Flood Análisis”, realizado por el Subcomité de “Análisis of dambreak flooding and related parameters normally assumed” se describen y evalúan 27 modelos existentes en la actualidad, entre los cuáles, según la Guía Técnica, se recomienda realizar la selección del modelo a emplear. En el caso concreto de la rotura de la Presa Virgen de las Viñas se ha escogido el modelo **MIKE 11 HD** del Danish Hydraulic Institute.

Dicho modelo es uno de los más extendidos mundialmente y permite la resolución de las ecuaciones completas de Saint Venant para régimen no permanente. La formulación empleada es aplicable tanto a sistemas dendríticos como anulares y permite la simulación en dimensiones de las llanuras de inundación.

El sistema es compatible con la ocurrencia tanto del régimen subcrítico como supercrítico dentro de una misma simulación según corresponda a las condiciones locales, resolviendo asimismo las curvas de remanso y los resaltos entre ambos.

Además, permite introducir fácilmente a lo largo del cauce diversos tipos de estructuras, resolviendo el flujo a través de las mismas con las particularidades que éstas le impongan. Entre ellas son aplicables al caso de la rotura de la Presa Virgen de las Viñas las siguientes:

- Vertederos de labio fijo como los materializados por los azudes de Los Redondos y La Recorva
- Puentes de cualquier definición geométrica tanto de tablero como de pilas pudiéndose escoger para la resolución del flujo a través de los mismos entre diversos métodos como los del FHWA WSPRO y USBPR para puentes convencionales de carretera, los de Biery & Delleur para puentes arco y las formulaciones de D'Aubuisson, Nagler y Yarnell para el flujo entre pilas. Además se contempla la posibilidad de que a lo largo de la simulación el puente llegue a funcionar como un conducto sumergido.

### 4.2 Caracterización geométrica del cauce

De acuerdo con las recomendaciones de la Guía Técnica para la Elaboración de los Planes de Emergencia de Presas, el cauce se modeliza mediante la sucesión de perfiles transversales obtenidos sobre cartografía oficial. Estos perfiles al menos vendrán definidos por tres líneas de nivel (o dos equidistancias) para el calado mínimo de análisis. De esta forma se obtienen las siguientes equidistancias máximas para cada calado mínimo de análisis:

Calado mínimo de análisis (m)	Equidistancia máxima (m)	Escala asociada
1	0,5	1:500
2	1,0	1:1000
4	2,0	1:2000
10	5,0	1:5000
20	10,0	1:10000 (1:25000)
40	20,0	(1:50000)

En el caso de la rotura de la Presa Virgen de las Viñas, se ha empleado como topografía base para la obtención de los perfiles transversales de los cauces del sistema fluvial considerado, la cartografía oficial del proyecto LINDE completada en el caso del lecho del Río Duero mediante secciones batimétricas realizadas durante campaña topográfica.

Dicha topografía se ha empleado para la ejecución de un modelo de terreno (DEM) con tamaño de celda de 1 metro mediante el módulo GIS del programa MIKE 11 que funciona en base al software de Información Geográfica ArcView, para proceder posteriormente y a partir de él, a la obtención de perfiles transversales a lo largo de los cauces analizados con una separación de 100 metros entre los mismos, con lo que se consigue un grado de precisión elevado en la caracterización geométrica del cauce.

Por otra parte, una vez realizada la simulación de la rotura, se obtiene que los calados de afección en los puntos de interés aguas abajo de la presa Virgen de las Viñas varían entre 1 y 5 metros por lo que teniendo en cuenta que la equidistancia entre curvas de nivel de la topografía empleada es de 0,5 metros puede considerarse válida según los criterios de la Guía Técnica.

Las características de la topografía empleada son:

Tramo	Tipo	Escala	Equidistancia máxima (m)	Distancia entre perfiles (m)	Calado mínimo de análisis (m)
Río Duero	LINDE	1:2000	0,5	100	1
Río Arandilla	LINDE	1:2000	0,5	100	1
Río Bañuelos	LINDE	1:2000	0,5	100	1
Río Gromejón	LINDE	1:2000	0,5	100	1
Río Rianza	LINDE	1:2000	0,5	100	1

Por último, la representación de la plana de inundación se ha realizado sobre cartografía oficial 1:25000 del Instituto Geográfico Nacional, ampliando la escala en el caso del municipio de Aranda de Duero en el que se utiliza la cartografía 1:2000 LINDE.

#### 4.3 Caracterización hidráulica del cauce

Tras la visita al cauce y al no disponerse de los datos necesarios para la calibración en avenidas equivalentes a la de rotura, se efectúa la elección del número de Manning por comparación del cauce real con los contenidos en "Roughness Characteristics of Natural Channels" U.S.G.S. Water-Supply Paper 1849 y las recomendaciones de la propia Guía

Técnica, adoptándose el valor de  $n = 0,03$  para el cauce del Río Duero propiamente dicho y de  $0,05$  para las márgenes del mismo. En el caso de los afluentes, se adopta un coeficiente de rugosidad de  $0,05$  tanto para cauces como para márgenes de los mismos.

#### 4.4 Límite del estudio aguas abajo

Los estudios de propagación de la onda de avenida se realizarán, según las recomendaciones de la Guía Técnica, hasta donde los cálculos indiquen que ya no existe peligro de afección debida a la rotura de la Presa Virgen de las Viñas para las poblaciones y personas situadas aguas debajo de la misma.

De esta forma se entiende como límite del análisis aquel en el que la rotura de la presa no suponga incremento apreciable en la afección a los elementos significativos respecto de la avenida meteorológica de proyecto ( $T = 500$  años) en el escenario de rotura coincidente con avenida o aquel en el que se alcanza un caudal máximo inferior a la capacidad del cauce, sin producir inundaciones significativas ni en los márgenes ni aguas abajo, en el escenario de rotura con cauce seco.

A este respecto, una vez modelizada la rotura de la Presa Virgen de las Viñas, se observa que aguas abajo del puente de Roa de Duero el caudal máximo en la situación de rotura sin avenida es de  $126,3 \text{ m}^3/\text{s}$  alcanzando un calado de  $2,93$  metros lo que es perfectamente asumible por el cauce. Por otro lado el caudal punta en el escenario de rotura con avenida es de  $867,9 \text{ m}^3/\text{s}$  que corresponde a un calado de  $7,58 \text{ m}$ ,  $0,47$  metros superior al correspondiente a la avenida meteorológica de  $500$  años de período de retorno por lo que pueden considerarse despreciables los efectos de la rotura de la Presa Virgen de las Viñas aguas abajo de este punto.

Por tanto el límite del estudio se fija  $110$  metros aguas abajo del puente de Roa de Duero en el PK  $26+885$  aguas debajo de la Presa Virgen de las Viñas.

**TABLA RESUMEN DEL LIMITE DE ESTUDIO AGUAS ABAJO**

Escenario	Distancia total desde la presa (PK 0+000)
Rotura sin avenida (H1)	Hasta PK 26+885
Rotura con avenida (H2)	Hasta PK 26+885
Rotura de compuertas (A1)	Hasta PK 26+885



#### 4.5 Aspectos generales de la modelización

Los aspectos comunes del modelo a todos los escenarios analizados son los siguientes:

##### 4.5.1 Sistema fluvial modelizado

Se han modelizado los siguientes cauces:

- Río Duero del PK 0+000 al PK 26+885
- Río Arandilla en una longitud de 1645 m incorporándose al Río Duero en el PK 2+130
- Río Bañuelos en una longitud de 1225 m incorporándose al Río Duero en el PK 2+550
- Río Gromejón en una longitud de 1090 m incorporándose al Río Duero en el PK 19+710
- Río Riaza en una longitud de 1185 m incorporándose al Río Duero en el PK 25+890

A continuación se presenta sobre cartografía 1:50000 del Servicio Geográfico del Ejército el sistema fluvial modelizado:



##### 4.5.2 Condiciones de contorno aguas abajo

Para la correcta definición del modelo hidráulico es necesario realizar la elección de la condición de contorno aguas abajo de manera que permita simular de forma realista el comportamiento del cauce y que no afecte de forma apreciable al comportamiento hidráulico de las secciones situadas inmediatamente aguas arriba. En el caso del cauce aguas abajo de la Presa de Virgen de Las Viñas se ha escogido la formación del calado normal en la sección final, al

encontrarse ésta aguas abajo del puente de Roa de Duero y al necesitar para la correcta modelización del flujo a través del mismo condiciones de calado normal en las secciones aguas arriba y aguas debajo de él.

#### 4.5.3 Estructuras consideradas

Durante la simulación de la rotura de la Presa Virgen de las Viñas se han considerado las siguientes estructuras en el cauce del Río Duero:

a) AZUDES:

- **Presa de Los Redondos** situada en el Río Duero en el PK 3+350 desde la Presa Virgen de las Viñas. Se trata de un vertedero de labio fijo a la cota 783,9 y longitud igual a 78 m. La altura sobre el cauce es de 4,76 metros.



- **Presa de La Recorva** situada en el Río Duero en el PK 10+170 desde la Presa Virgen de las Viñas. Se trata de un aprovechamiento hidroeléctrico con vertedero de labio fijo a la cota 777,85 y longitud igual a 45 m. La altura sobre el cauce es de 2,26 metros.





b) PUENTES:

- **Puente Nº1** situado sobre el Río Duero en el PK 1+994 desde la Presa Virgen de las Viñas, permite el cruce de la calle Colegio Claret de Aranda de Duero. Se trata de un puente de pilas con cota de coronación del tablero de valor 794,04 metros. Dispone de tres vanos de longitudes 18,20, 39,00 y 15,10 m respectivamente separados por pilas cilíndricas de 1 metro de diámetro. El tablero presenta una anchura de 12 metros y un canto de 0,98 metros lo que se traduce en una altura sobre el lecho del río en la clave de 12,30 metros aproximadamente.



Este puente no ha sido considerado en la modelización de la rotura de la Presa Virgen de las Viñas dada la poca influencia que provoca sobre el flujo, al no alcanzarse la cota baja del tablero y al presentar unas pilas relativamente diáfanos en relación con la luz total de que dispone.

A modo de comprobación y de una primera estimación del efecto del las pilas de este puente sobre la corriente se va a recurrir a la formulación de Yarnell a este respecto y que es la siguiente:

$$\Delta y = K \cdot Y_4 \cdot F_4^2 \cdot (K + 5F_4^2 - 0,6) \cdot (\alpha + 15\alpha^4)$$

donde:  $\Delta y$  es el aumento del nivel de agua respecto del calado normal en la sección inmediatamente aguas arriba del puente

K es un coeficiente dependiente de tipo de pila y que vale 1,05 para pilas cilíndricas sin diafragma de unión

$Y_4$  es el calado en la sección aguas abajo del puente en la que se alcanza el calado normal

$F_4$  es el número de Froude de la citada sección

$\alpha$  es el ratio de contracción del canal y que se define como  $\alpha = 1 - b/B$  con b el ancho útil del puente y B el ancho total

Por tanto, para la situación más desfavorable en relación con el efecto de las pilas, es decir, para el mayor caudal circulante por el puente (aproximadamente 1312 m<sup>3</sup>/s coincidente con la punta del hidrograma correspondiente a la rotura de la Presa Virgen de las Viñas en situación de avenida), y para el ratio de contracción del puente que vale  $\alpha = 1 - 72,3/74,3 = 0,0269$ , resulta que para un calado y un número de Froude en la sección aguas abajo del puente de  $Y_4 = 8,63$  m y  $F_4 = 0,191$ , la sobre elevación aguas arriba de este puente sería de aproximadamente 0,5 cm lo que resulta despreciable.

- **Puente Nº2** situado sobre el Río Duero en el PK 2+324 desde la Presa Virgen de las Viñas, une la Avda Castilla y la Plaza Mayor de Aranda de Duero. Se trata de un puente de tres arcos con cota de coronación de valor 794,26 metros. La anchura de los vanos es de 18,80 15,60 y 17,15 m respectivamente, separados entre sí por pilas de 6,20 metros de anchura. El tablero presenta una anchura de 12 metros y un canto mínimo de 1,65 metros lo que se traduce en una altura sobre el lecho del río en la clave del arco central de 11,30 metros aproximadamente.



Esta estructura ha sido tomada en cuenta en la simulación.

- **Puente Nº3** situado sobre el Río Duero en el PK 2+822 desde la Presa Virgen de las Viñas, permite el paso del ferrocarril Burgos-Madrid. Se trata de un puente materializado por un gran arco central circundado por otros cinco arcos laterales a cada lado de dimensiones más reducidas. La anchura del vano central es de 37,40 metros y dispone de una altura sobre el lecho del río en la clave de 16,25 metros situándose la cota de coronación del tablero en la 798,77. Los orificios laterales son de forma rectangular rematados por una semicircunferencia. Presentan anchuras variables entre 7,95 y 3,76 metros y alturas que oscilan entre los 11,63 y los 4,63 metros. La cota mínima para que se activen estos conductos es la 785,4 mientras que el fondo del río se sitúa a la 779,9 metros. La anchura del tablero es de 10,12 metros. Por el orificio situado más a la izquierda circula una carretera que bordea el río.



Esta estructura ha sido considerada en la modelización del cauce.

- **Puente Nº4** situado sobre el Río Duero en el PK 3+000 desde la Presa Virgen de las Viñas, permite el cruce de la antigua carretera N-I. Se trata de un puente de pilas con cota de coronación del tablero de valor 795,74 metros. Dispone de cuatro vanos de longitudes 31,80 33,10 30,10 y 29,75 m respectivamente separados por pilas cilíndricas de 2 metro de diámetro. El tablero presenta una anchura de 10,10 metros y un canto de 2,02 metros lo que se traduce en una altura sobre el lecho del río en la clave de 13,20 metros aproximadamente.

Esta estructura ha sido tomada en cuenta en el desarrollo del modelo.





- **Puente Nº5** situado sobre el Río Duero en el PK 5+950 desde la Presa Virgen de las Viñas, permite el cruce de la actual autovía N-I. Se trata de un puente doble de pilas con cota de coronación del tablero de valor 798,12 metros. Dispone de tres vanos de longitudes 29,40 39,70 y 29,10 m respectivamente separados por pilas cilíndricas de 1,2 metro de diámetro. Los tableros presentan una anchura de 15,10 y 14,80 metros y un canto de 1,55 metros lo que se traduce en una altura sobre el lecho del río en la clave de 21,0 metros aproximadamente.

Este puente tampoco ha sido considerado en la modelización de la rotura de la Presa Virgen de las Viñas dada su poca influencia sobre el flujo.

Aplicando la formulación de Yarnell para comprobar el efecto que provocan sus pilas se tiene que para el mayor caudal circulante por el puente (aproximadamente 1037 m<sup>3</sup>/s coincidente con la punta del hidrograma correspondiente a la rotura de la Presa Virgen de las Viñas en situación de avenida), y para el ratio de contracción del puente que vale  $\alpha = 1 - 98,2/100,6 = 0,0239$ , resulta que para un calado y un número de Froude en la sección aguas abajo del puente de  $Y_4 = 10,05$  m y  $F_4 = 0,184$ , la sobreelevación aguas arriba de este puente sería de aproximadamente 0,5 cm lo que resulta despreciable.



- **Puente N°6** situado sobre el Río Duero en el PK 26+774 desde la Presa Virgen de las Viñas, permite el cruce de la carretera comarcal BU-120 entre Roa de Duero y berlangas de Duero. Se trata de un puente de tres arcos con cota de coronación situada en la 774,83 metros. La anchura de los vanos es de 25,85 23,21 y 22,23 m respectivamente, separados entre sí por pilas de 6,50 y 6,90 metros de ancho. El tablero presenta un anchura de 13,35 metros y un canto mínimo de 3,20 metros lo que se traduce en una altura sobre el lecho del río en la clave del arco central de 13,40 metros aproximadamente.



Este puente, situado al final de la zona de estudio ha sido tenido en consideración a la hora de realizar la simulación de la rotura de la Presa Virgen de las Viñas.

## 5 ZONIFICACIÓN TERRITORIAL. DELIMITACIÓN DE LAS ÁREAS DE INUNDACIÓN POTENCIAL

En el presente apartado se adjuntan los mapas de inundación correspondientes a los tres escenarios considerados en la rotura de la Presa Virgen de las Viñas.

Para el caso del escenario de rotura de compuertas (A1) únicamente se incluye la envolvente del área potencialmente afectada al no ser afectado elemento significativo alguno. Para los otros dos escenarios, de rotura sin avenida (H1) y rotura con avenida (H2), se adjunta además de la envolvente máxima, los planos de inundación a la media hora y a cada hora siguiente hasta que desaparecen las afecciones potenciales en los puntos de interés. En el caso del escenario de rotura sin avenida (H1), sin embargo, únicamente se ha considerado necesario incluir los planos de inundación a la media hora y los correspondientes a la primera hora, ya que para intervalos de tiempo superiores los caudales producidos no suponen un flujo extraordinario en el cauce, no aportando ninguna información adicional a efectos de redacción del presente Plan.

Adicionalmente se representa la mancha de inundación correspondiente a la avenida de proyecto ( $Q_{pico} = 635 \text{ m}^3/\text{s}$ ) para permitir su comparación con el escenario de rotura con avenida.

En el Apéndice 2 del presente Anejo se presentan los resultados numéricos obtenidos del modelo MIKE 11 HD en términos de calados, caudales y velocidades máximas para cada uno de los escenarios considerados y en cada una de las secciones en las que se ha caracterizado el cauce.

A su vez en el Apéndice 3 se adjuntan diversos resultados gráficos del modelo.

## 6 ESTIMACIÓN DE DAÑOS

En el presente apartado se incluyen los listados de afecciones producidos por la rotura de la Presa Virgen de las Viñas en los elementos significativos aguas abajo de la misma.

Se han considerado como elementos territoriales relevantes, según las recomendaciones de la Guía Técnica, aquellos cuya eventual afección motivaría, por si sola, la clasificación de la presa en función del riesgo potencial en las categorías A o B, de acuerdo con los criterios establecidos en la Directriz y en la Guía Técnica de Clasificación de Presas en Función del Riesgo Potencial, esto es:

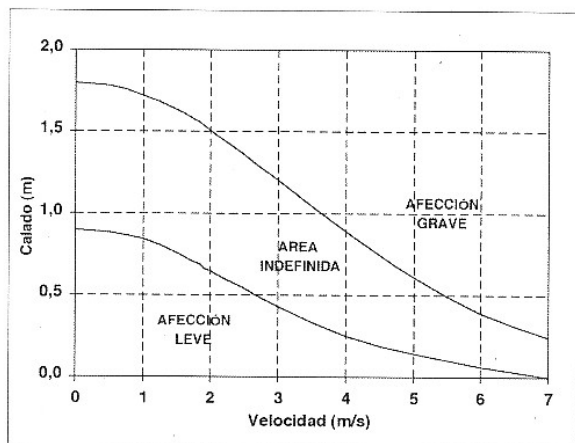
- Núcleos urbanos entendidos como agrupaciones de más de cinco viviendas
- Viviendas aisladas entendidas como agrupaciones de 1 a 5 viviendas
- Servicio esencial entendido como elementos indispensables para el desarrollo de las actividades humanas y económicas normales de la población: infraestructuras de transporte, sistemas de abastecimiento y saneamiento, energía, comunicaciones y sistemas sanitarios de los que dependan al menos del orden de 10000 habitantes.
- Zona susceptible de sufrir daños materiales cuantificables económicamente como industrias, propiedades rústicas, cultivos e infraestructuras
- Zona susceptible de sufrir daños medioambientales o patrimoniales que dispongan de una figura legal de protección a nivel estatal o autonómico (bien de interés cultural, parque nacional, parque natural, etc)

Una vez identificados dichos elementos territoriales relevantes aguas abajo de la Presa Virgen de las Viñas, se ha procedido a evaluar específicamente y en detalle los parámetros hidráulicos asociados al fallo de la estructura en las distintas hipótesis consideradas, y que permitan estimar el daño o grado de afección del elemento, esto es:

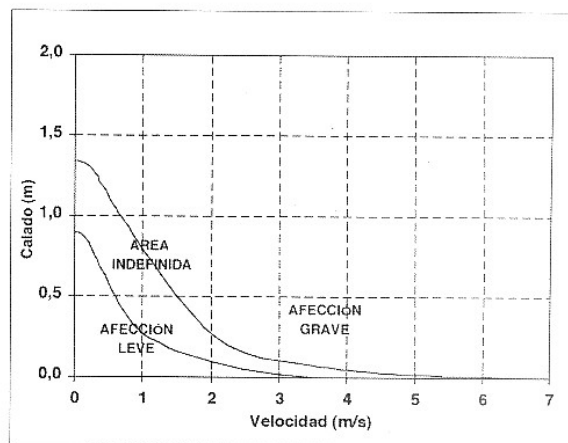
- Calado de afección
- Velocidad de la corriente

Una vez calculados estos parámetros, se ha procedido a la estimación de los daños tomando como criterio para el caso de afección a vidas humanas, las figuras que se presentan a continuación y que están recogidas en la Guía Técnica para la Clasificación de Presas en Función del Riesgo Potencial:

### RIESGO PARA VIDAS HUMANAS EN FUNCIÓN DEL CALADO Y LA VELOCIDAD EN ÁREAS DE VIVIENDAS O NÚCLEOS URBANOS



### RIESGO PARA VIDAS HUMANAS EN FUNCIÓN DEL CALADO Y LA VELOCIDAD EN CAMPO ABIERTO



En los casos en los que estos gráficos no ofrezcan una solución directa, se ha utilizado el criterio del USSCS recogido en la Guía técnica, según el cual una zona es insegura para vidas humanas y por tanto susceptible de afección grave, si:

- El producto del calado por la velocidad es superior a  $0,60 \text{ m}^2.\text{s}$  en zonas no edificadas
- El producto del calado por la velocidad es superior a  $1,80 \text{ m}^2.\text{s}$  en zonas edificadas

A continuación se presentan los daños potenciales para cada uno de los escenarios considerados:



## 6.1 Escenario de rotura sin avenida (H1)

### 6.1.1 Estimación de daños a núcleos urbanos y viviendas aisladas

La rotura sin avenida de la Presa Virgen de las Viñas provocaría, a su paso por el núcleo urbano de Aranda de Duero, el desbordamiento del río Arandilla previa su confluencia con el río Duero, afectando a dos edificaciones con un calado máximo de 1,5 metros y velocidades no mayores que 0,1 m/s.

Además, en el propio cauce del Duero, resultaría afectada la franja de parque y área de juegos situada a su margen derecha entre el PK 2+150 y 2+500 incluyendo el edificio de la cafetería, pero sin llegar a producirse el desbordamiento por la Avda. “El Espolón” adyacente a ella. Los calados de agua alcanzarían los 3 m (2 m en el caso de la cafetería) y las velocidades superarían 1 m/s. El nº de habitantes que se verían hipotéticamente afectados en este parque urbano serían del orden de 30 a personas. Por último, tras la confluencia con el río Bañuelos se vería inundada una edificación con un calado máximo de 1,5 m.

Río	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo Afección	Nº de viviendas	Calado de afección (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)	Afección
Arandilla	1+345	443.082	4.613.406	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,00	0,10	23'	8'	Leve
Arandilla	1+380	443.036	4.613.417	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,50	0,06	23'	8'	Leve
Duero	2+475	442.535	4.613.662	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1 (Cafetería)	2,00	2,50	23'	6'	Grave
Duero	2+590	442.529	4.613.764	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,50	0,69	23'	6'	Grave

### 6.1.2 Estimación de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte)

No se produce afección alguna en las estructuras de paso sobre el cauce del Río Duero tanto de carretera como de ferrocarril, al no alcanzarse en ningún caso la cota inferior del tablero de los puentes. Los parámetros hidráulicos en cada uno de ellos para el escenario de rotura sin avenida son los siguientes:

Puente	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo Afección	Nombre Infraestructura	Calado sobre lecho (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)	Resguardo hasta tablero (m)
Nº1	1+994	442.916	4.613.365	Aranda de Duero	Infraestructura	C/ Colegio Claret	6,27	1,69	23'	5'	6,03
Nº2	2+324	442.665	4.613.546	Aranda de Duero	Infraestructura	Avda Castilla	5,67	5,50	23'	6'	5,8
Nº3	2+822	442.281	4.613.873	Aranda de Duero	Infraestructura	FFCC BU-MAD	6,86	2,68	23'	7'	9,39
Nº4	3+000	442.136	4.613.993	Aranda de Duero	Infraestructura	Antigua N-I	5,78	3,02	24'	8'	7,42
Nº5	5+950	439.491	4.613.263	Aranda de Duero	Infraestructura	Autovía N-I	5,76	2,94	50'	15'	15,24
Nº6	26+774	423.182	4.616.636	Aranda de Duero	Infraestructura	BU-120	2,93	0,66	3h 41'	1h 30'	10,47

## 6.2 Escenario de rotura con avenida (H2)

### 6.2.1 Estimación de daños a núcleos urbanos y viviendas aisladas

En primer lugar, la avenida por rotura coincidente con avenida de la Presa Virgen de las Viñas, provocaría la inundación de 12 edificaciones situadas en la margen izquierda y en una isleta central del río Arandilla entre los 500 y 300 metros aguas arriba de su confluencia con el Duero, dentro del núcleo urbano de Aranda de Duero. Los calados oscilarían entre los 0,8 y los 4 m sobre la cota de acceso a los edificios con velocidades de agua superiores a los 0,6 m/s.

A su vez, en el propio cauce del río Duero se produciría un desbordamiento hacia la margen derecha del mismo, inundando la zona del parque y paseo adyacente al cauce (PK 2+200 a PK 2+530) con calados de inundación variables entre los 2,5 y los 5 m. El edificio de la cafetería y un área de parque infantil ubicados la final del paseo se verían afectados con una altura de agua sobre la solera de 4,5m.

Aguas abajo del PK 2+200, el desbordamiento por la margen derecha del río Duero se extendería a la calle urbana Avda. “El Espolón”, la cual limita exteriormente con la zona de parque y paseo y que se verá afectada con calados que incluso alcanzan los 3 metros sobre la plataforma. A lo largo de esta avenida, serían anegadas 9 edificaciones (bloques de 4 plantas) con acceso a cota de calle, aproximadamente 250 metros aguas arriba de la confluencia con el río Bañuelos. En esta zona los caudales máximos son del orden de los 1.220 m<sup>3</sup>/s y las velocidades del aguas superiores a 1 m/s.

Por otra parte, las aguas se adentrarían 200 m aguas arriba en el río Bañuelos, inundando con calados de 1,1 a 1.4 m las 2 edificaciones en uso próximas a la margen derecha de este río.

Adicionalmente, aguas abajo de esta zona de confluencia, entre los PK 2+550 y PK 2+800, se produciría también la inundación de un grupo de 9 edificaciones (1 y 2 plantas), próximas a la margen derecha y de otra edificación situada en la margen izquierda. Los calados oscilarían entre los 0,7 y los 4 m sobre la cota de acceso a los edificios con velocidades de agua superiores a los 1,2 m/s.

Por último, las instalaciones de la Central Eléctrica de La Recorva se verían afectadas con un calado sobre la solera de 5 m y velocidades de la corriente del orden de 1,8 m/s.

Río	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo Afección	Nº de viviendas	Calado de afección (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)	Afección
Arandilla	1+100	443.270	4.613.442	Aranda de Duero	Núcleo urbano	3	0,80 - 1,30	2,00	28'	10'	Grave
Arandilla	1+300	443.124	4.613.413	Aranda de Duero	Núcleo urbano	7	3,00 - 2,00	1,40	30'	10'	Grave
Arandilla	1+380	443.050	4.613.415	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	3,00 - 4,00	0,60	30'	10'	Grave
Bañuelos	1+040	442.542	4.616.830	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,40	0,59	31'	12'	Leve
Bañuelos	1+080	442.577	4.613.771	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,10	0,99	31'	12'	Leve
Duero	2+150	442.825	4.613.531	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	3,00 - 2,50	1,00	22'	7'	Grave
Duero	2+250	442.733	4.613.581	Aranda de Duero	Núcleo urbano	4	1,80 - 0,70	1,60	23'	7'	Grave
Duero	2+375	442.599	4.613.528	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,00	1,90	23'	7'	Grave
Duero	2+475	442.535	4.613.662	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1 (Cafetería)	4,50	2,00	23'	8'	Grave
Duero	2+490	442.573	4.613.741	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	2,50 - 2,30	2,10	23'	8'	Grave
Duero	2+590	442.528	4.613.762	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	4,00	1,16	23'	8'	Grave
Duero	2+630	442.500	4.613.796	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,50	1,50	23'	8'	Grave
Duero	2+690	442.427	4.613.820	Aranda de Duero	Núcleo urbano	5	2,20 - 0,70	2,30	23'	9'	Grave
Duero	2+760	442.366	4.613.866	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	2,10 - 1,10	2,50	23'	9'	Grave
Duero	2+775	442.293	4.613.820	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	3,50	2,50	23'	9'	Grave
Duero	10+170	435.660	4.614.025	Aranda de Duero	Edificación aislada	Central de La Recorva	5,00	1,80	1h 13'	25'	Grave

## 6.2.2 Estimación de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte)

No se produce afección alguna en las estructuras de paso sobre el cauce del Río Duero tanto de carretera como de ferrocarril, al no alcanzarse en ningún caso la cota inferior del tablero de los puentes. Los parámetros hidráulicos en cada uno de ellos para el escenario de rotura con avenida son los siguientes:

Puente	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo Afección	Nombre Infraestructura	Calado sobre lecho (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)	Resguardo hasta tablero (m)
Nº1	1+994	442.916	4.613.365	Aranda de Duero	Infraestructura	C/ Colegio Claret	8,95	2,38	31'	4'	3,35
Nº2	2+324	442.665	4.613.546	Aranda de Duero	Infraestructura	Avda Castilla	8,35	3,29	30'	5'	2,95
Nº3	2+822	442.281	4.613.873	Aranda de Duero	Infraestructura	FFCC BU-MAD	9,26	4,48	31'	6'	6,99
Nº4	3+000	442.136	4.613.993	Aranda de Duero	Infraestructura	Antigua N-I	7,83	4,78	33'	7'	5,37
Nº5	5+950	439.491	4.613.263	Aranda de Duero	Infraestructura	Autovía N-I	10,04	3,05	58'	15'	10,96
Nº6	26+774	423.182	4.616.636	Aranda de Duero	Infraestructura	BU-120	7,6	1,77	3h 24'	1h 17'	5,8

### 6.3 Escenario de rotura de compuertas (A1)

#### 6.3.1 Estimación de daños a núcleos urbanos y viviendas aisladas

No se producen afecciones en este escenario

#### 6.3.2 Estimación de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte)

No se produce afección alguna en las estructuras de paso sobre el cauce del Río Duero tanto de carretera como de ferrocarril, al no alcanzarse en ningún caso la cota inferior del tablero de los puentes. Los parámetros hidráulicos en cada uno de ellos para el escenario de rotura sin avenida son los siguientes:

Puente	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo Afección	Nombre Infraestructura	Calado sobre lecho (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)	Resguardo hasta tablero (m)
Nº1	1+994	442.916	4.613.365	Aranda de Duero	Infraestructura	C/ Colegio Claret	4,29	0,52	34'	3'	8,01
Nº2	2+324	442.665	4.613.546	Aranda de Duero	Infraestructura	Avda Castilla	3,71	5,06	34'	5'	7,59
Nº3	2+822	442.281	4.613.873	Aranda de Duero	Infraestructura	FFCC BU-MAD	5,11	0,92	35'	6'	11,14
Nº4	3+000	442.136	4.613.993	Aranda de Duero	Infraestructura	Antigua N-I	4,39	1,02	35'	7'	8,81
Nº5	5+950	439.491	4.613.263	Aranda de Duero	Infraestructura	Autovía N-I	3,98	1,50	1h 21'	15'	17,02
Nº6	26+774	423.182	4.616.636	Aranda de Duero	Infraestructura	BU-120	2,19	0,51	4h 18'	1h 30'	11,21

## APÉNDICE 1

### ESTUDIO DE AVENIDAS

## APÉNDICE 1. ESTUDIO DE AVENIDAS

### A.1.1. ESTUDIO FORONÓMICO. METODOLOGÍA Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para la determinación de los caudales de avenida del río Duero en la presa de la Virgen de las Viñas se han estudiado un total de siete estaciones de aforo distribuidas a lo largo del curso del río, estando las cuencas vertientes comprendidas entre 135 y 12.740 km<sup>2</sup>. La estación que ofrece sin duda mayor interés es la número 13 (ó 2013, si se antepone el indicativo general de la cuenca), es decir, la correspondiente al río Duero en Aranda de Duero.

La citada estación tiene como principal ventaja la continuidad y la calidad de los datos registrados: presenta una serie de 21 registros sin interrupción por ninguna laguna intermedia, y en todos los casos se ha registrado el valor del caudal máximo instantáneo ( $Q_{ci}$ ) anual, y no únicamente el caudal máximo medio diario del año ( $Q_c$ ); además, en las hojas de datos originales proporcionadas por el CEDEX, es la única estación en la que no figura la siguiente nota final: *'No revisada. Se alerta sobre posibles deficiencias no resueltas'*.

Su principal desventaja es que la serie no es demasiado extensa. Por ejemplo, la estación 2007, 'Río Duero en San Esteban de Gormaz', controla una superficie de cuenca del mismo orden de magnitud (6494 km<sup>2</sup> frente a 7356 km<sup>2</sup> de la cuenca del Duero en Aranda), pero dispone de 65 años de registro, aunque sólo en 35 de ellos se ha recogido el valor  $Q_{ci}$ .

En el proyecto original de la central se completó la estación 2013 –por medio de la oportuna correlación– con los datos de la estación 2007, dado que el número de años de registro que ofrecía la estación de Aranda era de sólo 13 años en la fecha de realización del trabajo. Independientemente de que en el momento actual se dispone de una serie algo mayor, resulta un tanto insuficiente comparado con los estándares que recomiendan series de al menos 30 años de extensión. Por esta razón, y con el fin de corroborar los resultados obtenidos en el ajuste estadístico de la estación nº 2013, se han considerado las siguientes series en el análisis estadístico realizado:

- serie original de registros de  $Q_{ci}$  de la estación nº 2013;
- serie de registros de  $Q_{ci}$  de dicha estación ampliada mediante correlación con la serie de caudales máximos instantáneos registrados en la estación nº 2007. Se ha comprobado previamente que el coeficiente de correlación es suficientemente satisfactorio ( $R^2 = 0.73$ ), aunque en algún caso los valores de ambas estaciones no se corresponden con la tendencia general; dicha ampliación constituye el llamado, en lo sucesivo, 'criterio I';
- serie de registros de  $Q_{ci}$  en la estación nº 2013 ampliada por correlación con la serie total de registros de la estación nº 2007. Para confeccionar esta última serie se han deducido los valores de los  $Q_{ci}$  no registrados en dicha estación partiendo de los valores de  $Q_c$  de los años en que se dispone de este dato; la correlación entre los valores de  $Q_c$  y  $Q_{ci}$  de la estación nº 2007 ha dado, en este caso, un coeficiente de regresión es muy alto ( $R^2 = 0.96$ ). La ampliación de la serie de la estación nº 2013 realizada con este procedimiento constituye el denominado en el estudio 'criterio II'.

Conforme a lo anterior, y expuesto de manera más detallada, el proceso de construcción de las series ampliadas con los criterios 'I' y 'II' ha sido el siguiente:

#### Criterio I:

Se establece una correlación entre los valores de caudal máximo instantáneo de los años en que se dispone de registro simultáneo en las estaciones 2013 y 2007. Establecida la ley que relaciona ambos datos, se amplía la



serie de caudales  $Q_{ci}$  de la estación 2013 aplicando dicha ley a aquellos años en que, mientras en la estación 2007 se dispone de registro, la estación 2013 carece de él.

Criterio II:

Se establece una correlación entre los valores de los caudales máximos instantáneos y medios diarios en la estación 2013, determinándose la recta de regresión que relaciona ambas parejas de datos año a año. Con la ley anterior, se deducen los valores de los caudales máximos instantáneos en la estación 2013 en aquellos años en los que sólo se dispone del valor del caudal medio diario, obteniéndose por tanto una serie más amplia de valores  $Q_{ci}$ . Una vez determinada la correlación entre los valores de caudal máximo instantáneo en las estaciones 2007 y 2013, se completa esta última a partir de los valores  $Q_{ci}$  de la nueva serie ampliada en aquélla (estación 2007).

Los ajustes estadísticos de las distintas series de caudales máximos instantáneos generadas se han realizado por medio de la distribución de Gumbel. Este tipo de distribución es uno de los más adecuados para ajustar los valores extremos de variables hidráulicas, y especialmente indicado para los estudios foronómicos.

La formulación del método de Gumbel es la siguiente:

$$Y = X_m + \left( \frac{Y_t - \bar{Y}_n}{S_n} \right) \cdot \sigma$$

donde:

$X_m$  = valor medio de la serie de caudales máximos instantáneos anuales.

$Y_t$  = variable reducida para un período de retorno dado T (años).

$$Y_t = -Ln \left( Ln \frac{T}{T-1} \right)$$

$\sigma$  = desviación típica de la serie de caudales máximos instantáneos anuales.

$\bar{Y}_n$  = valor medio de la variable reducida para una serie de n años.

$\sigma_n$  = desviación típica de la variable reducida para una serie de n años.

La relación entre la variable reducida, la extensión de la serie y la desviación típica de la variable reducida está tabulada en el siguiente cuadro:

n	y	$\sigma_n$	n	y	$\sigma_n$	n	y	$\sigma_n$
8	0.4843	0.9043	36	0.5410	1.1313	64	0.5533	1.1793
10	0.4952	0.9497	38	0.5424	1.1363	66	0.5538	1.1814
12	0.5035	0.9833	40	0.5436	1.1413	68	0.5543	1.1834
14	0.5100	1.0095	42	0.5448	1.1458	70	0.5548	1.1854
16	0.5157	1.0316	44	0.5458	1.1499	80	0.5569	1.1938
18	0.5202	1.0493	46	0.5468	1.1538	90	0.5586	1.2007
20	0.5236	1.0628	48	0.5477	1.1574	100	0.5600	1.2065
22	0.5268	1.0754	50	0.5485	1.1607	150	0.5646	1.2253
24	0.5296	1.0864	52	0.5493	1.1638	200	0.5672	1.2360
26	0.5320	1.0961	54	0.5501	1.1667	300	0.5699	1.2479
28	0.5343	1.1047	56	0.5508	1.1696	400	0.5714	1.2545
30	0.5362	1.1124	58	0.5515	1.1721	500	0.5724	1.2588
32	0.5380	1.1193	60	0.5521	1.1647	750	0.5738	1.2651
34	0.5396	1.1255	62	0.5527	1.1770	1000	0.5745	1.2685

Con la aplicación del método Gumbel, se ha obtenido para las siete estaciones consideradas los caudales máximos en 24 horas, para los siguientes períodos de retorno: 2,33; 5, 10, 25, 50 100, 500 1.000 y 10.000 años. La inclusión en el estudio del valor de 2,33 años se justifica en que, en la mayor parte de los casos (se exceptúan cursos fluviales en cabecera de cuenca) es el período de retorno representativo de la Máxima Crecida Ordinaria (M.C.O.)

El proceso general de ajuste es el siguiente:

- 1) Partiendo de las series de datos de aforos de cada una de las estaciones (caudal máximo instantáneo anual), se ordenan en orden creciente ( $X_i$ ).
- 2) Se calcula la varianza para cada uno de los caudales ordenados:

$$V_i = (X_i - \bar{X})^2$$

donde:

$$\bar{X} = \text{valor medio de los } X_i$$

- 3) Se asigna una probabilidad de suceso a cada uno de los valores:

$$P_i = \frac{i}{(n+1)}$$

donde:

$i$  = posición que ocupa el dato en la serie ordenada

$n$  = número de años de la serie

- 4) A continuación se calcula la función de distribución:

$$P_i = P_{i-1} + p$$

5) Se calcula la función:

$$\ln(\ln(1/P_i))$$

6) La ecuación de la recta de Gumbel viene determinada por:

$$\bar{Y} = X_0 - \frac{1}{a} \cdot \ln \left( \ln \left( \frac{1}{P_i} \right) \right)$$

donde:

$$X_0 = \bar{X} - 0,45 \cdot \sigma$$

$$1/a = 0,78 \cdot \sigma$$

$$\sigma = \sqrt{V}$$

$$V = \frac{\sum V_i}{n}$$

7) Se representan gráficamente los siguientes datos:

$$\text{Datos reales:} \left\{ \begin{array}{l} \text{abscisas : } \ln \left( \ln \left( \frac{1}{P_i} \right) \right) \\ \text{ordenadas : } X_i \text{ (caudal creciente)} \end{array} \right.$$

$$\text{Recta:} \left\{ \begin{array}{l} \text{abscisas : } \ln \left( \ln \left( \frac{1}{P_i} \right) \right) \\ \text{ordenadas : } X_0 - \frac{1}{a} \cdot \ln \left( \ln \left( \frac{1}{P_i} \right) \right) \text{ (Gumbel)} \end{array} \right.$$

Los datos reales representan los valores del caudal realmente registrados, en tanto que la recta define la extrapolación de los valores del caudal para diferentes períodos de retorno.

8) Finalmente, para cada período de retorno T (años), el caudal máximo estimado será:

$$Q_T = X_0 - \frac{1}{a} \cdot \text{Ln} \left( \text{Ln} \left( \frac{T}{T-1} \right) \right)$$

La metodología anterior corresponde al cálculo realizado por el *método de los momentos*. A su vez, y en todos los casos, el ajuste de la distribución de Gumbel a cada serie de valores  $Q_{ci}$  se ha realizado por otros tres procedimientos diferentes:

- método de la máxima verosimilitud;
- método de los mínimos cuadrados (midiendo las distancias entre los puntos registrados y la recta de regresión según una recta de pendiente contraria a la de regresión);
- método de los mínimos cuadrados (midiendo las distancias entre los puntos registrados y la recta de regresión ortogonalmente).

En el *método de la máxima verosimilitud* se procede a un ajuste numérico de los parámetros de la distribución para que la probabilidad de ocurrencia de los sucesos realmente acaecidos (representados por los valores registrados) sea máxima. Finalmente, el *método de los mínimos cuadrados* consiste en ajustar una recta de regresión a la nube de puntos representativa de los valores reales, trabajando en todo momento en un sistema de coordenadas semilogarítmico; se utilizan habitualmente dos formas distintas de medir la aproximación de la recta de regresión a cada uno de los puntos que forman parte del conjunto total de valores registrados.

En todos los casos se ha realizado además el test de bondad del ajuste debido a Kolmogorov. El criterio utilizado para seleccionar el método de ajuste ha sido el de adoptar aquel que dé los mayores valores para la variable, siempre que las probabilidades del test sean aceptables (en ningún caso por debajo del 50%).

Se observa que los ajustes estadísticos correspondientes a la serie original y a la serie ampliada con el 'criterio I' dan valores sensiblemente parecidos (por ejemplo, para 500 años de período de retorno los valores obtenidos son 635 m<sup>3</sup>/s y 630 m<sup>3</sup>/s, respectivamente). Sin embargo, los valores correspondientes al llamado 'criterio II' son algo superiores, observándose caudales del orden de 100 m<sup>3</sup>/s mayores para los períodos de retorno de 500 y 1000 años.

La idea de utilizar la serie más completa posible en la estación nº 2007 obedece al hecho de haberse registrado en dos ocasiones (años 1932–33 y 1940–41) caudales medios diarios superiores a 400 m<sup>3</sup>/s en los que no se dispone del dato correspondiente de  $Q_{ci}$ , tratando de aprovechar en lo posible dicha información. Desgraciadamente, los test de bondad del ajuste de la distribución de Gumbel (test de Kolmogorov) no dan valores muy elevados (únicamente se obtiene una probabilidad de certeza del 68% si se adopta el *método de los momentos* en el ajuste de Gumbel). En los otros dos criterios utilizados (serie original y 'criterio I') las probabilidades obtenidas en el test son del 72,5% y del 85,7% respectivamente.

Dado que la serie de la estación 2007 no dispone de registros de  $Q_{ci}$  en bastantes casos, y que los máximos valores registrados corresponden a años hidrológicos bastante lejanos en el tiempo –lo que arroja algunas dudas sobre la calidad de los sistemas de medida utilizados– se ha preferido no utilizar la extrapolación de valores  $Q_{ci}$  a partir de caudales medios diarios. Los otros dos criterios (serie original y 'criterio I') son prácticamente coincidentes –la diferencia no sobrepasa 10 m<sup>3</sup>/s para 1.000 años de período de retorno–, por lo que se propone la adopción de los siguientes valores, correspondientes al ajuste realizado sobre la serie original:

- T = 500 años;  $Q_{ci}$  = 635 m<sup>3</sup>/s
- T = 1.000 años;  $Q_{ci}$  = 697 m<sup>3</sup>/s,

valores que además encajan perfectamente con el estudio hidrológico que se incluye en el proyecto de construcción de la presa.

Finalmente, a partir del análisis del resto de estaciones estudiadas en la cuenca del río Duero (otras siete estaciones) se han elaborado unas curvas de regresión que reflejan la variación de los caudales de avenida con la superficie de la cuenca. Se han elaborado curvas para 25, 50, 100, 500 y 1000 años de período de recurrencia. La aplicación de estas curvas envolventes dan para la estación nº 2013 valores ligeramente inferiores a los obtenidos en el ajuste estadístico específico de esta estación, por lo que se ha preferido mantener los valores correspondientes a este último procedimiento.

Se ha analizado asimismo el posible efecto laminador producido por la puesta en servicio del embalse de la Cuerda del Pozo, situado en la cabecera de la cuenca en el término municipal de Vinuesa (provincia de Soria). La construcción de la presa finalizó en el año 1941.

Como se ha señalado anteriormente, en la estación de aforos nº 2007 existen dos registros, anteriores a la puesta en servicio de la presa, que contienen valores de caudales medios diarios superiores a 400 m³/s (412,7 y 408,1 m³/s son los valores exactos). La superficie de la cuenca vertiente al embalse es de 580 km², frente a los 7.356 km² de cuenca que vierten en la presa de la Virgen de las Viñas; es decir, solamente el 7,88% de la cuenca vertiente total está regulada por el embalse de la Cuerda del Pozo.

En general, la mayor parte de las formulaciones empíricas que se utilizan para determinar los caudales de avenida toman como parámetro fundamental la superficie de cuenca vertiente en el punto de control; se considera que el caudal de avenida, para un período de retorno dado, es proporcional a la superficie de la cuenca elevada a un cierto exponente, normalmente próximo a 0,50 (raíz cuadrada de la superficie). Así, por ejemplo, se tiene la formulación de Gete–Oncins, específica para la península Ibérica, donde el caudal de avenida viene dado por la expresión

$$Q = (4 + 16 \log T) \sqrt{S}$$

donde Q es el caudal en m³/s, T el período de retorno en años y S la superficie de la cuenca en km².

De los 7.356 km² de la cuenca vertiente en el embalse de la Virgen de las Viñas, 6.776 no están regulados por el embalse de la Cuerda del Pozo. Con arreglo a la expresión de Gete–Oncins, la relación de caudales de crecida sería

$$\sqrt{\frac{6776}{7356}} = 0,96.$$

Es decir, la supresión de la fracción de la cuenca regulada por el embalse de la Cuerda del Pozo reduciría los caudales de crecida únicamente en un 4%.

Finalmente, hay que poner de manifiesto que la serie de cálculo finalmente adoptada, tras el análisis comparativo realizado con otras series ampliadas bajo diversos criterios, sólo ha tenido en cuenta datos registrados a partir del año hidrológico 1973–74, fecha en la que ya estaba en servicio el embalse de la Cuerda del Pozo, de forma que no ha lugar a una reducción de los caudales de avenida adoptados.

La ley de frecuencia resultante de un ajuste estadístico realizado con la distribución de Gumbel es lineal si se representa en un sistema de coordenadas semilogarítmico; es decir, sobre unos ejes semilogarítmicos la relación entre el caudal y el logaritmo del período de retorno viene dada por una línea recta ( $Q = a + b \cdot \log T$ ). Si se seleccionan dos valores cualesquiera entre los resultados obtenidos, tales como

$$T = 10 \text{ años}; Q = 282,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

y

$$T = 10.000 \text{ años}; Q = 901,3 \text{ m}^3/\text{s},$$

puede deducirse la siguiente ley de frecuencia general:

$$Q = 76,5 + 206,2 \log T.$$

En dicha ley  $Q$  es el caudal expresado en  $\text{m}^3/\text{s}$  y  $T$  es el período de retorno en años.

En el Anejo nº 2 se deducen los valores de los caudales punta en las siguientes hipótesis:

- Rotura de compuertas:  $Q = 195,9 \text{ m}^3/\text{s}$ ;
- Rotura seca (sin avenida):  $Q = 1.050,2 \text{ m}^3/\text{s}$ ;
- Rotura con avenida:  $Q = 1.790,6 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Los períodos de retorno asociados a estos caudales de crecida, de acuerdo con la ley de frecuencia anteriormente deducida, son fuertemente variables dependiendo del caso de que se trate. Así, el caudal originado por la rotura de las compuertas de la presa se corresponde con un período de retorno de 3,79 años, en tanto que la rotura de la presa, en la hipótesis de no coincidir con una avenida natural, se asocia a un período de retorno superior a los 50.000 años (exactamente, 52.737 años).

En el caso de rotura coincidente con una avenida natural, el período de retorno supera los  $2 \times 10^8$  años, y significa en la práctica que, de forma natural, es improbable que se alcance el valor correspondiente del caudal punta. El resultado es coherente, pues la hipótesis anterior ya supone que en el cauce circulan los caudales correspondientes a una avenida extrema (1.000 años de período de retorno) generada de manera natural.

En resumen, los valores adoptados en este estudio corresponden al ajuste de la serie original (es decir, sin ampliación alguna) de los valores del caudal máximo instantáneo  $Q_{ci}$  de la estación nº 2013 'Río Duero en Aranda de Duero'. Se ha elegido como método de ajuste el de *mínimos cuadrados* (con distancias medidas ortogonalmente) dado que es el que ofrece los mayores valores para los caudales de avenida, siendo además aceptables los resultados obtenidos en el test de Kolmogorov (probabilidad del 72,5 %).

Los resultados obtenidos se presentan en el siguiente cuadro:

Período de retorno (años)	Caudal de avenida ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
2,33	132,50
5	215,95
10	282,65
25	366,93
50	429,46
100	491,52

Período de retorno (años)	Caudal de avenida (m³/s)
500	634,94
1.000	696,60
10.000	901,30

En los apéndices que se acompañan a este estudio se adjuntan las tablas y gráficos correspondientes a los diferentes ajustes realizados.

### A.1.2. DEFINICIÓN DEL HIDROGRAMA DE CÁLCULO

A partir del caudal punta de avenida, se ha definido el hidrograma de la crecida de cálculo admitiendo que su forma se corresponde con la del hidrograma unitario propuesto por el Soil Conservation Service (S.C.S.) de los Estados Unidos. El hidrograma del S.C.S. está tabulado; en el apéndice a este estudio se incluye la relación  $t/T_p - Q/Q_p$  que lo define. Nótese que al tratarse de un hidrograma unitario la variables tiempo ( $t$ ) y caudal ( $Q$ ) se relacionan en forma adimensional, es decir, dividiéndolas por el tiempo de punta ( $T_p$ ) y el caudal punta ( $Q_p$ ) respectivamente.

El hidrograma del S.C.S. depende de un único parámetro, el denominado *tiempo de desfase de la punta* ( $T_{lag}$  en terminología sajona). El  $T_{lag}$  es el desfase temporal existente entre la punta del hidrograma y el centro de gravedad del hietograma neto, es decir, de la fracción de lluvia que genera escorrentía directamente –excluyéndose por tanto la parte de la precipitación que se infiltra–.

En el hidrograma de S.C.S. el tiempo de punta está relacionado con el tiempo de desfase por medio de la duración  $D$  del aguacero, según la expresión

$$T_p = 0,5D + T_{lag} \quad (I)$$

Todas las variables anteriores están a su vez relacionadas con el tiempo de concentración ( $T_c$ ) de la cuenca. En el caso de emplearse la formulación de Témez para la determinación de  $T_c$ , las expresiones que ligan las diferentes variables son (puede consultarse la publicación del CEDEX ‘Recomendaciones para el Cálculo Hidrometeorológico de Avenidas’):

$$T_{lag} = 0,6T_c \quad (II)$$

$$T_p = 1,3T_c \quad (III)$$

La duración del aguacero de cálculo adoptada en el método del S.C.S. puede obtenerse combinando las ecuaciones (I) y (III):

$$1,3T_c = 0,5D + T_{lag}$$

y siendo  $T_{lag} = 0,6T_c$ , se obtiene finalmente

$$D = 1,4T_c \quad (IV)$$

El tiempo de concentración de la cuenca se ha obtenido mediante la fórmula de Témez, por ser una fórmula calibrada para España y dar resultados mayores que otras expresiones (Giandotti, Ventura-Heras, Kirpich, etc.). A su vez,

mayores tiempos de concentración dan lugar a mayores duraciones de aguacero y, a igualdad de caudal punta, se obtienen mayores volúmenes de avenida.

El tiempo de concentración viene dado, según la fórmula de Témez, por

$$T_c = 0,3 \left( \frac{L}{J^{\frac{1}{4}}} \right)^{0,76}$$

siendo:

$T_c$  = tiempo de concentración (horas)

$L$  = longitud del cauce principal (km)

$J$  = pendiente media del cauce principal (m/m).

La longitud del cauce del río Duero entre su nacimiento y la presa de la Virgen de las Viñas es de 275,8 km. La pendiente media del cauce se obtiene a partir de la diferencia de la cota máxima (1.800), la cota de cauce en la presa (782,5) y la longitud de cauce. Se obtiene una pendiente unitaria  $J = 0,0037$ , es decir, ligeramente inferior a las 4 milésimas.

Si se introducen los valores de las variables anteriores en la fórmula de Témez, se obtiene finalmente

$$T_c = 62,27 \text{ horas.}$$

Una vez obtenido el tiempo de concentración, la aplicación de las fórmulas (II), (III) y (IV) completan los parámetros que definen el hidrograma de cálculo, a emplear en el modelo en régimen variable del cauce. Los resultados son:

$$T_{lag} = 37,36 \text{ h}$$

$$T_p = 80,95 \text{ h}$$

$$D = 87,78 \text{ h.}$$



**ESTACIONES Nº 2007 Y 2013**

## SERIES ORIGINALES DE DATOS

**ESTACIÓN DE AFOROS Nº 7. RÍO DUERO EN SAN ESTEBAN DE GORMAZ**

**SUPERFICIE DE CUENCA:** 6494 km<sup>2</sup>

Año hidrológico	Datos originales				Datos completados			
	Q <sub>c</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Fecha		Q <sub>ci</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>c</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Fecha		Q <sub>ci</sub> (m <sup>3</sup> /s)
		mes	día			mes	día	
1920 - 21						5	28	
1921 - 22						4	7	
1922 - 23						3	27	
1923 - 24						3	27	
1924 - 25						2	28	
1925 - 26						3	28	
1926 - 27						3	27	
1927 - 28						12	25	
1928 - 29					39.9	2	6	
1929 - 30						4	29	
1930 - 31						3	12	
1931 - 32	58.0	3			58.0	3		
1932 - 33	412.7	3			412.7	3		
1933 - 34	231.2	4			231.2	4		
1934 - 35	352.0	3			352.0	3		
1935 - 36	309.8	2			309.8	2		
1936 - 37	164.1	3			164.1	3		
1937 - 38	168.7	12			168.7	12		
1938 - 39	129.3	1			129.3	1		
1939 - 40	164.1	2			164.1	2		
1940 - 41	408.1	1			408.1	1		
1941 - 42	53.8	1			53.8	1		
1942 - 43	92.9	1	16		99.0	1	16	
1943 - 44	47.2	12	23		47.2	12	23	
1944 - 45	42.6	1	27		42.6	1	27	
1945 - 46	76.0	12	25		76.0	12	25	
1946 - 47	187.3	3	6		187.3	3	6	
1947 - 48	213.9	1	30		213.9	1	30	
1948 - 49	29.2	9	30		26.0	9	30	
1949 - 50	40.4	10	1		40.4	10	1	

**ESTACIÓN DE AFOROS Nº 7. RÍO DUERO EN SAN ESTEBAN DE GORMAZ**

**SUPERFICIE DE CUENCA:** 6494 km<sup>2</sup>

Año hidrológico	Datos originales					Datos completados				
	Q <sub>c</sub> (m <sup>3</sup> /s)		Fecha		Q <sub>ci</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>c</sub> (m <sup>3</sup> /s)		Fecha		Q <sub>ci</sub> (m <sup>3</sup> /s)
	mes	día	mes	día		mes	día	mes	día	
1950 - 51	2	21				127.3	2	21		
1951 - 52	4	3				52.0	4	3		
1952 - 53	4	22				36.5	4	22		
1953 - 54	6	5	6	6	94.4	91.9	6	5	94.4	6
1954 - 55	1	21	1	1	104.5	98.2	1	21	104.5	1
1955 - 56	3	31	3	3	177.6	169.3	3	31	177.6	3
1956 - 57	2	17	2	2	31.2	30.0	2	17	31.2	2
1957 - 58	4	6	4	4	46.7	45.4	4	4	46.7	4
1958 - 59	12	21	12	12	110.3	105.0	12	21	110.3	12
1959 - 60	2	19	2	2	240.3	238.9	2	19	240.3	2
1960 - 61	1	1	1	1	157.3	155.8	1	1	157.3	1
1961 - 62	4	3	4	4	206.4	206.4	4	3	206.4	4
1962 - 63	2	17	2	2	245.0	241.0	2	17	245.0	2
1963 - 64	2	25				223.2	2	25		
1964 - 65	3	19				163.0	3	19		
1965 - 66	1	21				205.1	1	21		
1966 - 67	11	10	11	10	169.7	159.1	11	10	169.7	11
1967 - 68	11	20	11	20	227.6	157.4	11	20	227.6	11
1968 - 69	3	18	3	18	228.3	228.3	3	18	228.3	3
1969 - 70	1	13	1	13	173.3	153.4	1	13	173.3	1
1970 - 71	5	26	5	27	107.3	98.8	5	26	107.3	5
1971 - 72	2	12	2	12	181.3	147.8	2	12	181.3	2
1972 - 73	12	9	12	9	118.8	107.9	12	9	118.8	12
1973 - 74	1	12	1	12	60.0	56.6	1	12	60.0	1
1974 - 75	4	25	4	25	135.9	108.4	4	25	135.9	4
1975 - 76	12	17	12	13	33.5	14.8	12	17	33.5	12
1976 - 77	1	15	1	15	155.1	148.4	1	15	155.1	1
1977 - 78	2	18	2	17	196.3	189.4	2	18	196.3	2
1978 - 79	2	12	2	13	222.1	218.6	2	12	222.1	2
1979 - 80	3	30	3	30	75.9	70.8	3	30	75.9	3

**ESTACIÓN DE AFOROS N° 7. RÍO DUERO EN SAN ESTEBAN DE GORMAZ**

**SUPERFICIE DE CUENCA:** 6494 km<sup>2</sup>

Año hidrológico	Datos originales						Datos completados					
	Q <sub>c</sub>			Q <sub>ci</sub>			Q <sub>c</sub>			Q <sub>ci</sub>		
	(m <sup>3</sup> /s)	mes	Fecha	día	mes	Fecha	(m <sup>3</sup> /s)	mes	Fecha	(m <sup>3</sup> /s)	mes	Fecha
1980 - 81	45.2	4	4	16	46.7	4	45.2	4	4	46.7	4	4
1981 - 82	154.0	12	12	31	164.4	12	154.0	12	12	164.4	12	12
1982 - 83	35.5	4	4	26	39.8	9	35.5	4	4	39.8	9	9
1983 - 84	81.1	6	6	7	84.4	6	81.1	6	6	84.4	6	6
1984 - 85	243.3	2	2	14	259.5	2	243.3	2	2	259.5	2	2
1985 - 86	92.5	2	2	19	106.8	2	92.5	2	2	106.8	2	2
1986 - 87	75.0	4	4	11	78.2	4	75.0	4	4	78.2	4	4
1987 - 88	95.9	6	6	12	112.0	1	95.9	6	6	112.0	1	1
1988 - 89	35.5	6	6	2	40.7	6	35.5	6	6	40.7	6	6
1989 - 90	39.8	12	12	29	42.7	12	39.8	12	12	42.7	12	12
1990 - 91	110.5	4	4	15	127.6	4	110.5	4	4	127.6	4	4
Valor máximo	412.7				259.5		412.7			259.5		
Valor mínimo	14.8				31.2		14.8			31.2		
Valor medio	137.3				131.5		135.8			131.5		

**ESTACIÓN DE AFOROS Nº 7. RÍO DUERO EN SAN ESTEBAN DE GORMAZ****Sup. cuenca:** 6494 km<sup>2</sup>

<b>Año hidrológico</b>	<b>Q<sub>c</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q<sub>ci</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>
1928 - 29	39.9	
1931 - 32	58.0	
1932 - 33	412.7	
1933 - 34	231.2	
1934 - 35	352.0	
1935 - 36	309.8	
1936 - 37	164.1	
1937 - 38	168.7	
1938 - 39	129.3	
1939 - 40	164.1	
1940 - 41	408.1	
1941 - 42	53.8	
1942 - 43	99.0	
1943 - 44	47.2	
1944 - 45	42.6	
1945 - 46	76.0	
1946 - 47	187.3	
1947 - 48	213.9	
1948 - 49	26.0	
1949 - 50	40.4	
1950 - 51	127.3	
1951 - 52	52.0	
1952 - 53	36.5	
1953 - 54	91.9	94.4
1954 - 55	98.2	104.5
1955 - 56	169.3	177.6
1956 - 57	30.0	31.2
1957 - 58	45.4	46.7
1958 - 59	105.0	110.3
1959 - 60	238.9	240.3
1960 - 61	155.8	157.3
1961 - 62	206.4	206.4
1962 - 63	241.0	245.0
1963 - 64	223.2	
1964 - 65	163.0	
1965 - 66	205.1	
1966 - 67	159.1	169.7
1967 - 68	157.4	227.6
1968 - 69	228.3	228.3
1969 - 70	153.4	173.3
1970 - 71	98.8	107.3
1971 - 72	147.8	181.3
1972 - 73	107.9	118.8
1973 - 74	56.6	60.0
1974 - 75	108.4	135.9
1975 - 76	14.8	33.5
1976 - 77	148.4	155.1
1977 - 78	189.4	196.3
1978 - 79	218.6	222.1
1979 - 80	70.8	75.9

## ESTACIÓN DE AFOROS Nº 7. RÍO DUERO EN SAN ESTEBAN DE GORMAZ

Sup. cuenca: 6494 km<sup>2</sup>

<b>Año hidrológico</b>	<b>Q<sub>c</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q<sub>ci</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>
1980 - 81	45.2	46.7
1981 - 82	154.0	164.4
1982 - 83	35.5	39.8
1983 - 84	81.1	84.4
1984 - 85	243.3	259.5
1985 - 86	92.5	106.8
1986 - 87	75.0	78.2
1987 - 88	95.9	112.0
1988 - 89	35.5	40.7
1989 - 90	39.8	42.7
1990 - 91	110.5	127.6
<hr/>		
<b>Valor máximo</b>	412.7	259.5
<b>Valor mínimo</b>	14.8	31.2
<b>Valor medio</b>	135.8	131.5

AJUSTE DE LA DISTRIBUCION DE GUMBEL  
F(X)=EXP(-EXP(-ALFA\*(X-BETA)))

AJUSTE : 1 - POR EL METODO DE LOS MOMENTOS  
: 2 - POR EL METODO DE LA MAXIMA VEROSIMILITUD  
: 3 - POR AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS CON LA DISTANCIA  
: 4 - POR AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS CON LA DISTANCIA  
SEGUN LA NORMAL

PRUEBA DE KOLMOGOROV:  
Z = VARIABLE DE KOLMOGOROV  
PROB. CERTEZA = PROBABILIDAD DE CERTEZA  
EN LA HIPOTESIS DE QUE LOS VALORES DADOS  
PERTENECEN A LA DISTRIBUCION AJUSTADA

ESTACION : 2007, DUERO, SAN ESTEBAN DE GORMAZ				NRO. DE VALORES : 35			
=====				=====			
AJUSTE	MEDIA MUESTRA	DESV.TIP. MUESTRA	ALFA	BETA	MEDIA DISTR.	DESV.TIP. DISTR.	Z
							PROB. CERTEZA
1	131.47430	68.45599	0.01874	100.66550	131.47430	68.45599	0.77159
2	131.47430	68.45599	0.01697	98.08108	132.09760	75.58334	0.60901
3	131.47430	68.45599	0.01648	98.69595	133.71130	77.80270	0.58974
4	131.47430	68.45599	0.01608	97.88057	133.76700	79.73809	0.54390
							0.59096
							0.85214
							0.87753
							0.92871



ESTACION : 2007, DUERO, SAN ESTEBAN DE GORMAZ

NRO. DE VALORES : 35

=====					
PERIODO DE RETORNO	FRECUENCIA	1-MOMENTOS PROB= 0.591	2-MAX.VERO. PROB= 0.852	3-MIN.CUAD. PEND.CON. PROB= 0.878	4-MIN.CUAD. ORTOGONAL PROB= 0.929
-----	-----	-----	-----	-----	-----
2	0.56522	130.610	131.149	132.747	132.779
5	0.80000	180.705	186.469	189.712	191.160
10	0.90000	220.749	230.690	235.247	237.829
25	0.96000	271.345	286.563	292.782	296.794
50	0.98000	308.880	328.013	335.464	340.539
100	0.99000	346.138	369.157	377.831	383.960
500	0.99800	432.235	464.234	475.736	484.300
1000	0.99900	469.250	505.109	517.826	527.437
10000	0.99990	592.134	640.811	657.563	670.650

**ESTACIÓN DE AFOROS Nº 7. RÍO DUERO EN SAN ESTEBAN DE GORMAZ**

<b>Año hidrológico</b>	<b>Q<sub>c</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q<sub>ci</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>
1953 - 54	91.9	94.4
1954 - 55	98.2	104.5
1955 - 56	169.3	177.6
1956 - 57	30.0	31.2
1957 - 58	45.4	46.7
1958 - 59	105.0	110.3
1959 - 60	238.9	240.3
1960 - 61	155.8	157.3
1961 - 62	206.4	206.4
1962 - 63	241.0	245.0
1966 - 67	159.1	169.7
1967 - 68	157.4	227.6
1968 - 69	228.3	228.3
1969 - 70	153.4	173.3
1970 - 71	98.8	107.3
1971 - 72	147.8	181.3
1972 - 73	107.9	118.8
1973 - 74	56.6	60.0
1974 - 75	108.4	135.9
1975 - 76	14.8	33.5
1976 - 77	148.4	155.1
1977 - 78	189.4	196.3
1978 - 79	218.6	222.1
1979 - 80	70.8	75.9
1980 - 81	45.2	46.7
1981 - 82	154.0	164.4
1982 - 83	35.5	39.8
1983 - 84	81.1	84.4
1984 - 85	243.3	259.5
1985 - 86	92.5	106.8
1986 - 87	75.0	78.2
1987 - 88	95.9	112.0
1988 - 89	35.5	40.7
1989 - 90	39.8	42.7
1990 - 91	110.5	127.6
<b>Valor máximo</b>	243.3	259.5
<b>Valor mínimo</b>	14.8	31.2
<b>Valor medio</b>	121.4	131.5

## **ESTACIÓN DE AFOROS Nº 7. RÍO DUERO EN SAN ESTEBAN DE GORMAZ**

**Sup. cuenca:** 6494 km<sup>2</sup>

<b>Año hidrológico</b>	<b>Q<sub>c</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q<sub>ci</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>
1928 - 29	39.9	
1931 - 32	58.0	
1932 - 33	412.7	
1933 - 34	231.2	
1934 - 35	352.0	
1935 - 36	309.8	
1936 - 37	164.1	
1937 - 38	168.7	
1938 - 39	129.3	
1939 - 40	164.1	
1940 - 41	408.1	

---

<b>Valor máximo</b>	412.7
<b>Valor mínimo</b>	39.9
<b>Valor medio</b>	221.6

### **CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA DE LA CUERDA DEL POZO**

1941 - 42	53.8	
1942 - 43	99.0	
1943 - 44	47.2	
1944 - 45	42.6	
1945 - 46	76.0	
1946 - 47	187.3	
1947 - 48	213.9	
1948 - 49	26.0	
1949 - 50	40.4	
1950 - 51	127.3	
1951 - 52	52.0	
1952 - 53	36.5	
1953 - 54	91.9	94.4
1954 - 55	98.2	104.5
1955 - 56	169.3	177.6
1956 - 57	30.0	31.2
1957 - 58	45.4	46.7
1958 - 59	105.0	110.3
1959 - 60	238.9	240.3
1960 - 61	155.8	157.3
1961 - 62	206.4	206.4
1962 - 63	241.0	245.0
1963 - 64	223.2	
1964 - 65	163.0	
1965 - 66	205.1	
1966 - 67	159.1	169.7
1967 - 68	157.4	227.6
1968 - 69	228.3	228.3
1969 - 70	153.4	173.3
1970 - 71	98.8	107.3
1971 - 72	147.8	181.3

## ESTACIÓN DE AFOROS Nº 7. RÍO DUERO EN SAN ESTEBAN DE GORMAZ

Sup. cuenca: 6494 km<sup>2</sup>

<b>Año hidrológico</b>	<b>Q<sub>c</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q<sub>ci</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>
1972 - 73	107.9	118.8
1973 - 74	56.6	60.0
1974 - 75	108.4	135.9
1975 - 76	14.8	33.5
1976 - 77	148.4	155.1
1977 - 78	189.4	196.3
1978 - 79	218.6	222.1
1979 - 80	70.8	75.9
1980 - 81	45.2	46.7
1981 - 82	154.0	164.4
1982 - 83	35.5	39.8
1983 - 84	81.1	84.4
1984 - 85	243.3	259.5
1985 - 86	92.5	106.8
1986 - 87	75.0	78.2
1987 - 88	95.9	112.0
1988 - 89	35.5	40.7
1989 - 90	39.8	42.7
1990 - 91	110.5	127.6
<hr/>		
<b>Valor máximo</b>	243.3	259.5
<b>Valor mínimo</b>	14.8	31.2
<b>Valor medio</b>	116.9	131.5
<b>Máximo global</b>	412.7	259.5
<b>Mínimo global</b>	14.8	31.2
<b>Media global</b>	135.8	131.5

**ESTACIÓN DE AFOROS N° 13. RÍO DUERO EN ARANDA DE DUERO**

**SUPERFICIE DE CUENCA:** 7356 km<sup>2</sup>

Año hidrológico	Datos originales				Datos completados			
	Q <sub>c</sub> (m <sup>3</sup> /s)		Fecha		Q <sub>c</sub> (m <sup>3</sup> /s)		Fecha	
	mes	día	mes	día	mes	día	mes	día
1972 - 73								
1973 - 74	64.8	1	12	71.0	1	12	71.0	1
1974 - 75	129.3	4	25	147.1	4	25	147.1	4
1975 - 76	20.7	7	12	64.3	7	12	64.3	7
1976 - 77	197.7	1	16	230.1	1	16	230.1	1
1977 - 78	309.9	2	19	322.3	2	19	322.3	2
1978 - 79	292.2	2	13	297.9	2	13	297.9	2
1979 - 80	95.9	3	31	99.0	3	31	99.0	3
1980 - 81	54.0	4	16	56.0	4	16	56.0	4
1981 - 82	134.4	1	1	157.1	1	1	157.1	1
1982 - 83	36.6	4	26	39.3	4	26	39.3	4
1983 - 84	85.5	6	7	88.9	6	7	88.9	6
1984 - 85	232.4	2	15	236.3	2	15	236.3	2
1985 - 86	107.0	2	19	119.0	2	19	119.0	2
1986 - 87	59.4	4	10	62.2	4	10	62.2	4
1987 - 88	107.4	6	12	115.0	6	12	115.0	6
1988 - 89	40.7	6	2	47.4	6	2	47.4	6
1989 - 90	46.4	12	29	50.7	12	29	50.7	12
1990 - 91	247.5	4	19	307.7	4	19	307.7	4
1991 - 92	36.2	11	17	41.2	11	17	41.2	11
1992 - 93	44.3	5	15	52.9	5	15	52.9	5
1993 - 94	101.3	1	13	110.1	1	13	110.1	1
1994 - 95								
Valor máximo	309.9			322.3	309.9			322.3
Valor mínimo	20.7			39.3	20.7			39.3
Valor medio	116.4			129.3	116.4			129.3

**ESTACIÓN DE AFOROS Nº 13. RÍO DUERO EN ARANDA DE DUERO**

**Sup. cuenca:** 7356 km<sup>2</sup>

<b>Año hidrológico</b>	<b>Q<sub>c</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q<sub>ci</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>
1973 - 74	64.8	71.0
1974 - 75	129.3	147.1
1975 - 76	20.7	64.3
1976 - 77	197.7	230.1
1977 - 78	309.9	322.3
1978 - 79	292.2	297.9
1979 - 80	95.9	99.0
1980 - 81	54.0	56.0
1981 - 82	134.4	157.1
1982 - 83	36.6	39.3
1983 - 84	85.5	88.9
1984 - 85	232.4	236.3
1985 - 86	107.0	119.0
1986 - 87	59.4	62.2
1987 - 88	107.4	115.0
1988 - 89	40.7	47.4
1989 - 90	46.4	50.7
1990 - 91	247.5	307.7
1991 - 92	36.2	41.2
1992 - 93	44.3	52.9
1993 - 94	101.3	110.1
<hr/>		
<b>Valor máximo</b>	309.9	322.3
<b>Valor mínimo</b>	20.7	39.3
<b>Valor medio</b>	116.4	129.3

**ESTACIÓN DE AFOROS Nº 13. RÍO DUERO EN ARANDA DE DUERO****Serie de datos clasificados**

Nº de orden	Año hidrológico	Q <sub>ci</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Frecuencia	T (años)
1	1982 - 83	39.3	0.0265	1.03
2	1991 - 92	41.2	0.0739	1.08
3	1988 - 89	47.4	0.1212	1.14
4	1989 - 90	50.7	0.1686	1.20
5	1992 - 93	52.9	0.2159	1.28
6	1980 - 81	56.0	0.2633	1.36
7	1986 - 87	62.2	0.3106	1.45
8	1975 - 76	64.3	0.3580	1.56
9	1973 - 74	71.0	0.4053	1.68
10	1983 - 84	88.9	0.4527	1.83
11	1979 - 80	99.0	0.5000	2.00
12	1993 - 94	110.1	0.5473	2.21
13	1987 - 88	115.0	0.5947	2.47
14	1985 - 86	119.0	0.6420	2.79
15	1974 - 75	147.1	0.6894	3.22
16	1981 - 82	157.1	0.7367	3.80
17	1976 - 77	230.1	0.7841	4.63
18	1984 - 85	236.3	0.8314	5.93
19	1978 - 79	297.9	0.8788	8.25
20	1990 - 91	307.7	0.9261	13.54
21	1977 - 78	322.3	0.9735	37.71

AJUSTE DE LA DISTRIBUCION DE GUMBEL  
F(X)=EXP(-EXP(-ALFA\*(X-BETA)))

AJUSTE : 1 - POR EL METODO DE LOS MOMENTOS

: 2 - POR EL METODO DE LA MAXIMA VEROSIMILITUD

: 3 - POR AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS CON LA DISTANCIA

: 4 - POR AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS CON LA DISTANCIA

SEGUN LA NORMAL

PRUEBA DE KOLMOGOROV:

Z = VARIABLE DE KOLMOGOROV

PROB. CERTEZA = PROBABILIDAD DE CERTEZA

EN LA HIPOTESIS DE QUE LOS VALORES DADOS

PERTENECEN A LA DISTRIBUCION AJUSTADA

ESTACION : 2013, DUERO, ARANDA DE DUERO				NRO. DE VALORES : 21				
AJUSTE	MEDIA MUESTRA	DESV.TIP. MUESTRA	ALFA	BETA	MEDIA DISTR.	DESV.TIP. DISTR.	Z	PROB. CERTEZA
1	129.30950	91.42099	0.01403	88.16521	129.30950	91.42099	0.59069	0.87631
2	129.30950	91.42099	0.01628	89.07438	124.53690	78.79639	0.67721	0.74872
3	129.30950	91.42099	0.01170	84.40818	133.75430	109.64510	0.63311	0.81756
4	129.30950	91.42099	0.01125	82.61751	133.93160	114.01780	0.69149	0.72533



ESTACION : 2013, DUERO, ARANDA DE DUERO

NRO. DE VALORES : 21

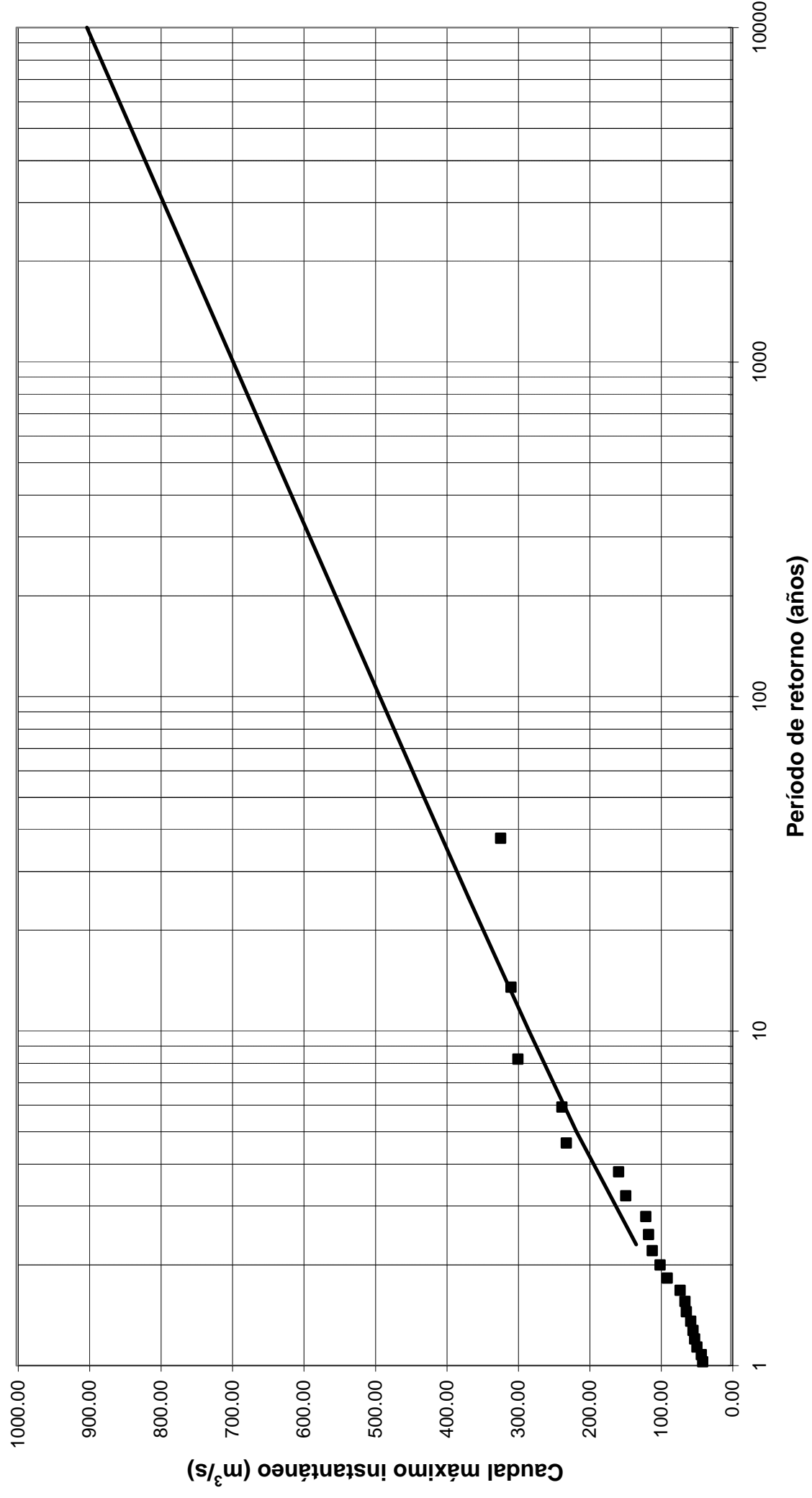
PERIODO DE RETORNO	FRECUENCIA	1-MOMENTOS PROB= 0.876	2-MAX.VERO. PROB= 0.749	3-MIN.CUAD. PEND.CON. PROB= 0.818	4-MIN.CUAD. ORTOGONAL PROB= 0.725
-----	-----	-----	-----	-----	-----
2	0.56522	128.163	123.544	132.371	132.499
5	0.80000	195.075	181.208	212.608	215.946
10	0.90000	248.562	227.303	276.747	282.650
25	0.96000	316.143	285.545	357.787	366.932
50	0.98000	366.279	328.751	417.907	429.457
100	0.99000	416.045	371.639	477.583	491.520
500	0.99800	531.046	470.746	615.487	634.939
1000	0.99900	580.487	513.354	674.773	696.597
10000	0.99990	744.625	654.807	871.598	901.295

**ESTACIÓN DE AFOROS N° 13. RÍO DUERO EN ARANDA DE DUERO**

**Resultados del ajuste de Gumbel. Serie original**

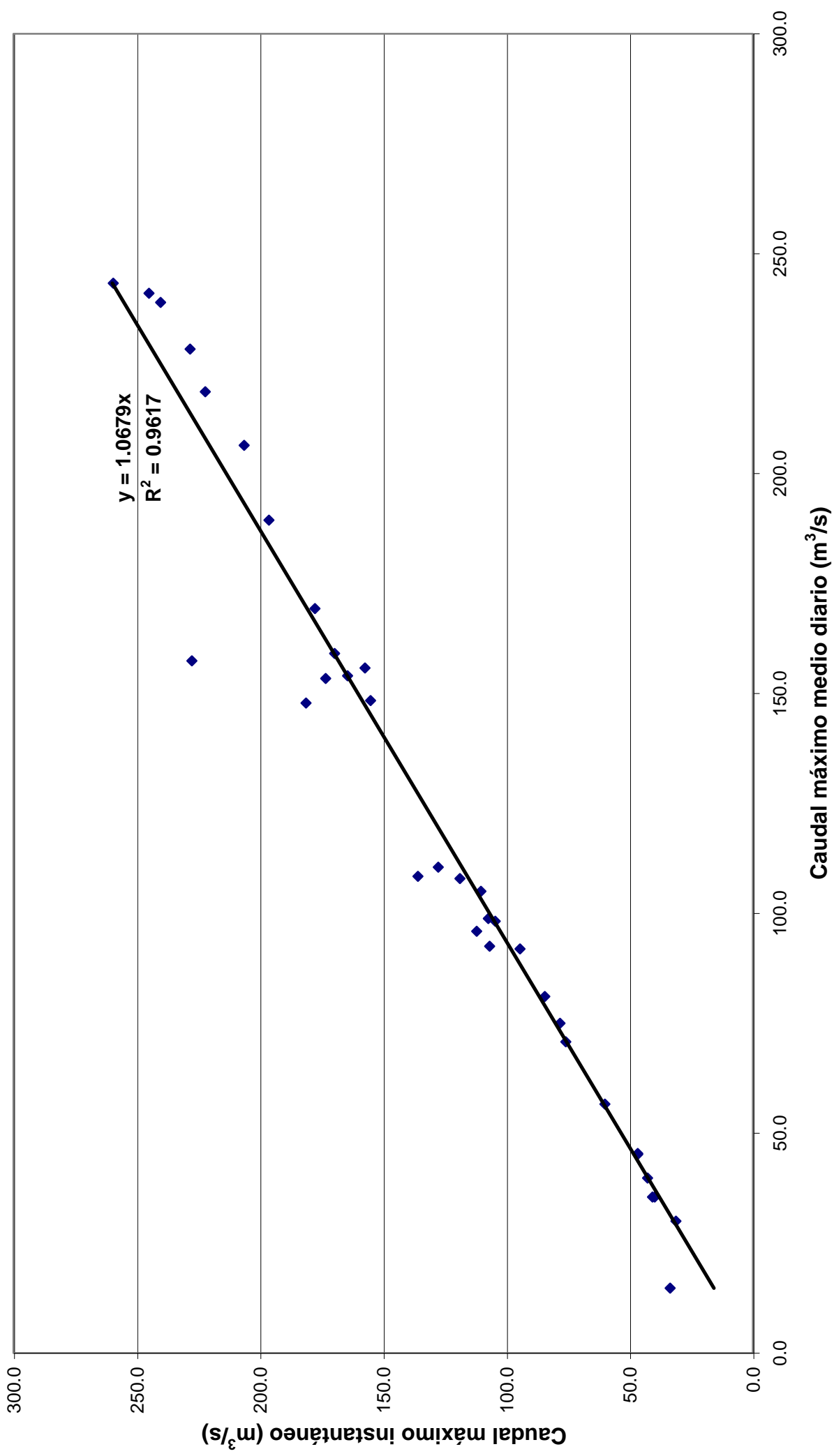
T (años)	Frecuencia (%)	Caudal máximo instantáneo (m³/s)						Valor adoptado
		Momentos P = 0.876	Máxima verosimilitud P = 0.749	Mín. cuadrados		Mín cuadrados dist. ortogonal P = 0.725		
				pdte. contraria P = 0.818				
2.3	0.56522	128.16	123.54	132.37		132.50	132.50	
5	0.80000	195.08	181.21	212.61		215.95	215.95	
10	0.90000	248.56	227.30	276.75		282.65	282.65	
25	0.96000	316.14	285.55	357.79		366.93	366.93	
50	0.98000	366.28	328.75	417.91		429.46	429.46	
100	0.99000	416.05	371.64	477.58		491.52	491.52	
500	0.99800	531.05	470.75	615.49		634.94	634.94	
1000	0.99900	580.49	513.35	674.77		696.60	696.60	
10000	0.99990	744.63	654.81	871.60		901.30	901.30	

# RÍO DUERO EN ARANDA. AJUSTE DE GUMBEL



**SERIE AMPLIADAS MEDIANTE EL 'CRITERIO I'**

**Río Duero en San Esteban de Gormaz. Regresión Qc-Qci**



**ESTACIÓN DE AFOROS N° 7. RÍO DUERO EN SAN ESTEBAN DE GORMAZ. AMPLIACIÓN DE LA SERIE DE Q<sub>ci</sub> A PARTIR DE Q<sub>c</sub>.**

**Sup. cuenca:** 6494 km<sup>2</sup>

Año hidrológico	Q <sub>c</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>ci</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>ci</sub> (m <sup>3</sup> /s) estimado			Q <sub>ci</sub> (m <sup>3</sup> /s) adoptado
			media Q <sub>c</sub> /Q <sub>c</sub>	Fuller	Gete-Oncins regresión	
1928 - 29	39.9		44.65	47.52	56.83	44.65
1931 - 32	58.0		64.90	69.07	82.61	64.90
1932 - 33	412.7		461.79	491.47	587.84	461.79
1933 - 34	231.2		258.70	275.33	329.32	258.70
1934 - 35	352.0		393.87	419.19	501.38	393.87
1935 - 36	309.8		346.65	368.93	441.27	346.65
1936 - 37	164.1		183.62	195.42	233.74	183.62
1937 - 38	168.7		188.77	200.90	240.29	188.77
1938 - 39	129.3		144.68	153.98	184.17	144.68
1939 - 40	164.1		183.62	195.42	233.74	183.62
1940 - 41	408.1		456.64	485.99	581.29	456.64
1941 - 42	53.8		60.20	64.07	76.63	60.20
1942 - 43	99.0		110.78	117.90	141.01	110.78
1943 - 44	47.2		52.81	56.21	67.23	52.81
1944 - 45	42.6		47.67	50.73	60.68	47.67
1945 - 46	76.0		85.04	90.51	108.25	85.04
1946 - 47	187.3		209.58	223.05	266.79	209.58
1947 - 48	213.9		239.34	254.73	304.68	239.34
1948 - 49	26.0		29.09	30.96	37.03	29.09
1949 - 50	40.4		45.21	48.11	57.55	45.21
1950 - 51	127.3		142.44	151.60	181.32	142.44
1951 - 52	52.0		58.18	61.93	74.07	58.18
1952 - 53	36.5		40.84	43.47	51.99	40.84
1953 - 54	91.9	94.4	102.83	109.44	130.90	<b>94.4</b>
1954 - 55	98.2	104.5	109.88	116.94	139.87	<b>104.5</b>
1955 - 56	169.3	177.6	189.44	201.61	241.15	<b>177.6</b>
1956 - 57	30.0	31.2	33.57	35.73	42.73	<b>31.2</b>
1957 - 58	45.4	46.7	50.80	54.07	64.67	<b>46.7</b>
1958 - 59	105.0	110.3	117.49	125.04	149.56	<b>110.3</b>

**ESTACIÓN DE AFOROS N° 7. RÍO DUERO EN SAN ESTEBAN DE GORMAZ. AMPLIACIÓN DE LA SERIE DE  $Q_{ci}$  A PARTIR DE  $Q_c$ .**

**Sup. cuenca:**

6494 km<sup>2</sup>

Año hidrológico	$Q_c$		$Q_{ci}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{ci}/Q_c$	$Q_{ci}$ (m <sup>3</sup> /s) estimado			$Q_{ci}$ (m <sup>3</sup> /s) adoptado
	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)			media $Q_c/Q_c$	Fuller	Gete-Oncins regresión	
1959 - 60	238.9	240.3	1.01	267.31	284.50	340.29	255.12	240.3
1960 - 61	155.8	157.3	1.01	174.33	185.54	221.92	166.38	157.3
1961 - 62	206.4	206.4	1.00	230.95	245.80	293.99	220.41	206.4
1962 - 63	241.0	245.0	1.02	269.66	287.00	343.28	257.36	245.0
1963 - 64	223.2			249.75	265.80	317.92	238.36	249.75
1964 - 65	163.0			182.39	194.11	232.17	174.07	182.39
1965 - 66	205.1			229.49	244.25	292.14	219.03	229.49
1966 - 67	159.1	169.7	1.07	178.02	189.47	226.62	169.90	169.7
1967 - 68	157.4	227.6	1.45	176.12	187.44	224.20	168.09	227.6
1968 - 69	228.3	228.3	1.00	255.45	271.88	325.19	243.80	228.3
1969 - 70	153.4	173.3	1.13	171.65	182.68	218.50	163.82	173.3
1970 - 71	98.8	107.3	1.09	110.55	117.66	140.73	105.51	107.3
1971 - 72	147.8	181.3	1.23	165.38	176.01	210.52	157.84	181.3
1972 - 73	107.9	118.8	1.10	120.73	128.49	153.69	115.23	118.8
1973 - 74	56.6	60.0	1.06	63.33	67.40	80.62	60.44	60.0
1974 - 75	108.4	135.9	1.25	121.29	129.09	154.40	115.76	135.9
1975 - 76	14.8	33.5	2.26	16.56	17.62	21.08	15.80	33.5
1976 - 77	148.4	155.1	1.05	166.05	176.73	211.38	158.48	155.1
1977 - 78	189.4	196.3	1.04	211.93	225.55	269.78	202.26	196.3
1978 - 79	218.6	222.1	1.02	244.60	260.32	311.37	233.44	222.1
1979 - 80	70.8	75.9	1.07	79.22	84.31	100.85	75.61	75.9
1980 - 81	45.2	46.7	1.03	50.58	53.83	64.38	48.27	46.7
1981 - 82	154.0	164.4	1.07	172.32	183.39	219.36	164.46	164.4
1982 - 83	35.5	39.8	1.12	39.72	42.28	50.57	37.91	39.8
1983 - 84	81.1	84.4	1.04	90.75	96.58	115.52	86.61	84.4
1984 - 85	243.3	259.5	1.07	272.24	289.74	346.55	259.82	259.5
1985 - 86	92.5	106.8	1.15	103.50	110.16	131.76	98.78	106.8
1986 - 87	75.0	78.2	1.04	83.92	89.32	106.83	80.09	78.2
1987 - 88	95.9	112.0	1.17	107.31	114.20	136.60	102.41	112.0
1988 - 89	35.5	40.7	1.15	39.72	42.28	50.57	37.91	40.7

**ESTACIÓN DE AFOROS Nº 7. RÍO DUERO EN SAN ESTEBAN DE GORMAZ. AMPLIACIÓN DE LA SERIE DE Q<sub>ci</sub> A PARTIR DE Q<sub>c</sub>.**

**Sup. cuenca:** 6494 km<sup>2</sup>

<b>Año hidrológico</b>	<b>Q<sub>c</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q<sub>ci</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q<sub>ci</sub>/Q<sub>c</sub></b>	<b>Q<sub>ci</sub> (m<sup>3</sup>/s) estimado</b>			<b>Q<sub>ci</sub> (m<sup>3</sup>/s) adoptado</b>
				<b>media Q<sub>c</sub>/Q<sub>c</sub></b>	<b>Fuller</b>	<b>Gete-Oncins</b>	<b>regresión</b>
1989 - 90	39.8	42.7	1.07	44.53	47.40	56.69	42.7
1990 - 91	110.5	127.6	1.15	123.64	131.59	157.39	127.6
<b>Valor máximo</b>	412.7	259.5	2.26	461.79	491.47	587.84	461.79
<b>Valor mínimo</b>	14.8	31.2	1.00	16.56	17.62	21.08	29.09
<b>Valor medio</b>	135.8	131.5	1.12	151.90	161.67	193.37	149.38



**CORRELACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS EN LAS ESTACIONES:**

E. A. Nº 2007. RÍO DUERO EN SAN ESTEBAN DE GORMAZ      S (km<sup>2</sup>) =      6494

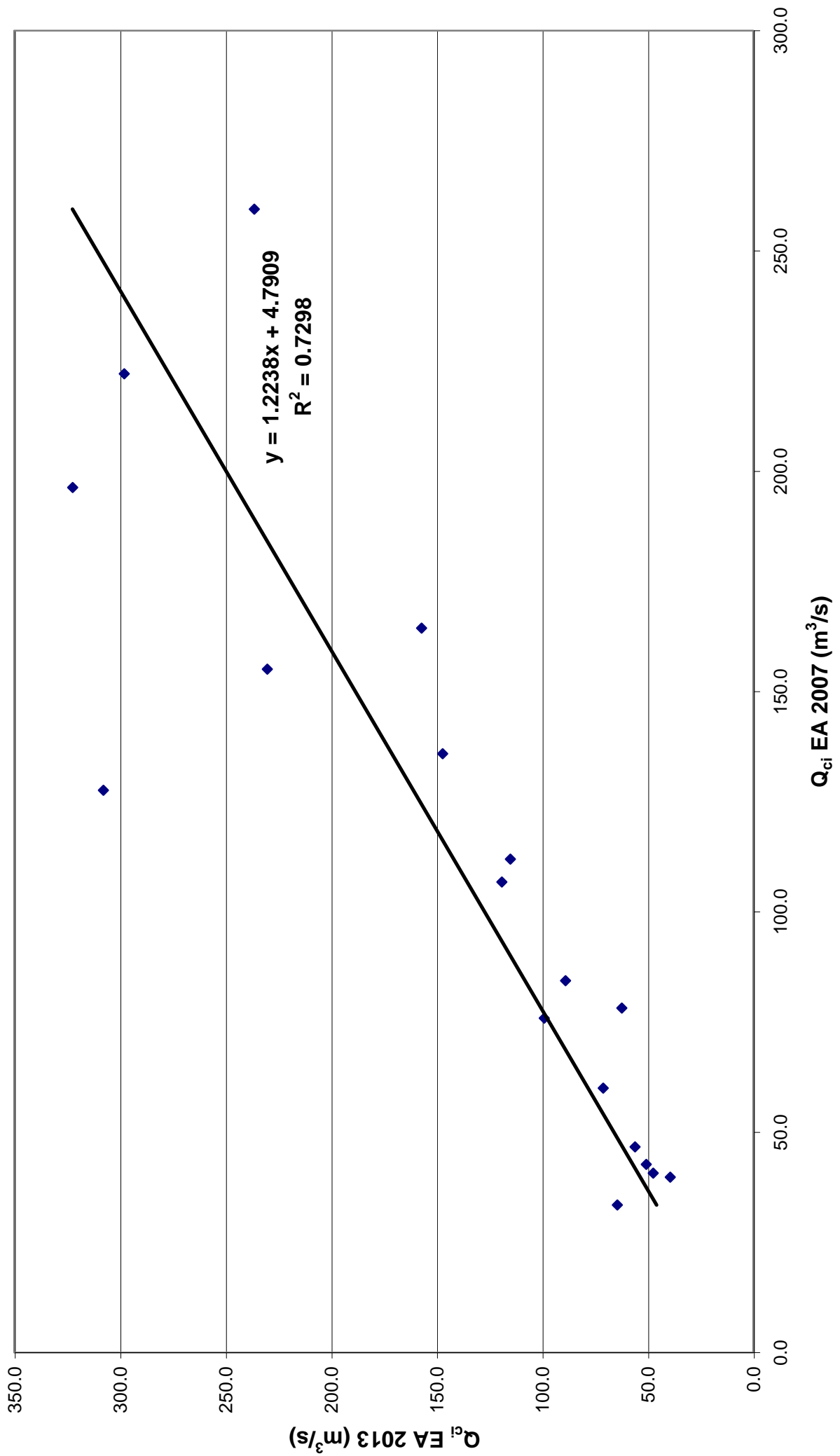
E. A. Nº 2013. RÍO DUERO EN ARANDA DE DUERO      S (km<sup>2</sup>) =      7356

HIPÓTESIS DE CORRELACIÓN AREAL:       $Q = kS^a$  ;  $Q_2/Q_1 = (S_2/S_1)^a$

RELACIÓN DE ÁREAS:      1.1327

	EA 2007	EA 2013	
	Q <sub>ci</sub>	Q <sub>ci</sub>	Coef.
Año hidrológico	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	a
1973 - 74	60.0	71.0	1.35
1974 - 75	135.9	147.1	0.64
1975 - 76	33.5	64.3	5.23
1976 - 77	155.1	230.1	3.16
1977 - 78	196.3	322.3	3.98
1978 - 79	222.1	297.9	2.36
1979 - 80	75.9	99.0	2.13
1980 - 81	46.7	56.0	1.46
1981 - 82	164.4	157.1	-0.36
1982 - 83	39.8	39.3	-0.10
1983 - 84	84.4	88.9	0.42
1984 - 85	259.5	236.3	-0.75
1985 - 86	106.8	119.0	0.87
1986 - 87	78.2	62.2	-1.84
1987 - 88	112.0	115.0	0.21
1988 - 89	40.7	47.4	1.22
1989 - 90	42.7	50.7	1.38
1990 - 91	127.6	307.7	7.06
<hr/>			
Valor máximo	259.5	322.3	7.062
Valor mínimo	33.5	39.3	-1.837
Valor medio	110.1	139.5	1.578

**Correlación entre estaciones 2007 y 2013**



**ESTACIÓN DE AFOROS Nº 13. RÍO DUERO EN ARANDA DE DUERO**Serie ampliada a partir de los valores de  $Q_{ci}$  registrados en la EA 2007

Año hidrológico	EA 2007	EA 2013	$Q_{ci}$ (m <sup>3</sup> /s) estimado		$Q_{ci}$ adoptado (m <sup>3</sup> /s)
	$Q_{ci}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{ci}$ (m <sup>3</sup> /s)	correlación	criterio areal	
1953 - 54	94.4		120.32	114.91	120.32
1954 - 55	104.5		132.68	127.21	132.68
1955 - 56	177.6		222.14	216.19	222.14
1956 - 57	31.2		42.97	37.98	42.97
1957 - 58	46.7		61.94	56.85	61.94
1958 - 59	110.3		139.78	134.27	139.78
1959 - 60	240.3		298.87	292.51	298.87
1960 - 61	157.3		197.29	191.48	197.29
1961 - 62	206.4		257.38	251.25	257.38
1962 - 63	245.0		304.62	298.24	304.62
1966 - 67	169.7		212.47	206.57	212.47
1967 - 68	227.6		283.33	277.05	283.33
1968 - 69	228.3		284.18	277.91	284.18
1969 - 70	173.3		216.88	210.96	216.88
1970 - 71	107.3		136.10	130.61	136.10
1971 - 72	181.3		226.67	220.69	226.67
1972 - 73	118.8		150.18	144.61	150.18
1973 - 74	60.0	71.0	78.22	73.04	<b>71.0</b>
1974 - 75	135.9	147.1	171.11	165.43	<b>147.1</b>
1975 - 76	33.5	64.3	45.79	40.78	<b>64.3</b>
1976 - 77	155.1	230.1	194.60	188.80	<b>230.1</b>
1977 - 78	196.3	322.3	245.02	238.95	<b>322.3</b>
1978 - 79	222.1	297.9	276.60	270.36	<b>297.9</b>
1979 - 80	75.9	99.0	97.68	92.39	<b>99.0</b>
1980 - 81	46.7	56.0	61.94	56.85	<b>56.0</b>
1981 - 82	164.4	157.1	205.98	200.12	<b>157.1</b>
1982 - 83	39.8	39.3	53.50	48.45	<b>39.3</b>
1983 - 84	84.4	88.9	108.08	102.74	<b>88.9</b>
1984 - 85	259.5	236.3	322.37	315.89	<b>236.3</b>
1985 - 86	106.8	119.0	135.49	130.01	<b>119.0</b>
1986 - 87	78.2	62.2	100.49	95.19	<b>62.2</b>
1987 - 88	112.0	115.0	141.86	136.34	<b>115.0</b>
1988 - 89	40.7	47.4	54.60	49.54	<b>47.4</b>
1989 - 90	42.7	50.7	57.05	51.98	<b>50.7</b>
1990 - 91	127.6	307.7	160.95	155.33	<b>307.7</b>
1991 - 92		41.2			<b>41.2</b>
1992 - 93		52.9			<b>52.9</b>
1993 - 94		110.1			<b>110.1</b>
<hr/>					
Valor máximo	259.5	322.3	322.37	315.89	322.30
Valor mínimo	31.2	39.3	42.97	37.98	39.30
Valor medio	131.5	129.3	165.69	160.04	157.98

**ESTACIÓN DE AFOROS Nº 13. RÍO DUERO EN ARANDA DE DUERO**

Serie ampliada a partir de los valores de  $Q_{ci}$  registrados en la EA 2007

**Datos clasificados**

Nº de orden	Año hidrológico	$Q_{ci}$ (m <sup>3</sup> /s)	Frecuencia	T (años)
1	1982 - 83	39.30	0.0147	1.01
2	1991 - 92	41.20	0.0409	1.04
3	1956 - 57	42.97	0.0672	1.07
4	1988 - 89	47.40	0.0934	1.10
5	1989 - 90	50.70	0.1196	1.14
6	1992 - 93	52.90	0.1459	1.17
7	1980 - 81	56.00	0.1721	1.21
8	1957 - 58	61.94	0.1983	1.25
9	1986 - 87	62.20	0.2246	1.29
10	1975 - 76	64.30	0.2508	1.33
11	1973 - 74	71.00	0.2770	1.38
12	1983 - 84	88.90	0.3033	1.44
13	1979 - 80	99.00	0.3295	1.49
14	1993 - 94	110.10	0.3557	1.55
15	1987 - 88	115.00	0.3820	1.62
16	1985 - 86	119.00	0.4082	1.69
17	1953 - 54	120.32	0.4344	1.77
18	1954 - 55	132.68	0.4607	1.85
19	1970 - 71	136.10	0.4869	1.95
20	1958 - 59	139.78	0.5131	2.05
21	1974 - 75	147.10	0.5393	2.17
22	1972 - 73	150.18	0.5656	2.30
23	1981 - 82	157.10	0.5918	2.45
24	1960 - 61	197.29	0.6180	2.62
25	1966 - 67	212.47	0.6443	2.81
26	1969 - 70	216.88	0.6705	3.04
27	1955 - 56	222.14	0.6967	3.30
28	1971 - 72	226.67	0.7230	3.61
29	1976 - 77	230.10	0.7492	3.99
30	1984 - 85	236.30	0.7754	4.45
31	1961 - 62	257.38	0.8017	5.04
32	1967 - 68	283.33	0.8279	5.81
33	1968 - 69	284.18	0.8541	6.86
34	1978 - 79	297.90	0.8804	8.36
35	1959 - 60	298.87	0.9066	10.71
36	1962 - 63	304.62	0.9328	14.89
37	1990 - 91	307.70	0.9591	24.44
38	1977 - 78	322.30	0.9853	68.07

AJUSTE DE LA DISTRIBUCION DE GUMBEL  
F(X)=EXP(-EXP(-ALFA\*(X-BETA)))

AJUSTE : 1 - POR EL METODO DE LOS MOMENTOS  
          : 2 - POR EL METODO DE LA MAXIMA VEROSIMILITUD  
          : 3 - POR AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS CON LA DISTANCIA  
                  SEGUN UNA RECTA DE PENDIENTE CONTRARIA  
          : 4 - POR AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS CON LA DISTANCIA  
                  SEGUN LA NORMAL

PRUEBA DE KOLMOGOROV:  
Z = VARIABLE DE KOLMOGOROV  
PROB. CERTEZA = PROBABILIDAD DE CERTEZA  
EN LA HIPOTESIS DE QUE LOS VALORES DADOS  
PERTENECEN A LA DISTRIBUCION AJUSTADA

ESTACION : 2013, DUERO, ARANDA DE DUERO. AMPLIACION 1. NRO. DE VALORES : 38

AJUSTE	MEDIA MUESTRA	DESV.TIP. MUESTRA	ALFA	BETA	MEDIA DISTR.	DESV.TIP. DISTR.	Z	PROB. CERTEZA
1	157.98160	91.45705	0.01402	116.82110	157.98160	91.45704	0.81794	0.51530
2	157.98160	91.45705	0.01341	114.11170	157.15550	95.64152	0.76646	0.59955
3	157.98160	91.45705	0.01243	114.33400	160.78410	103.21020	0.63631	0.81279
4	157.98160	91.45705	0.01201	112.82980	160.88060	106.76700	0.60550	0.85687

ESTACION : 2013, DUERO, ARANDA DE DUERO. AMPLIACION 1. NRO. DE VALORES : 38

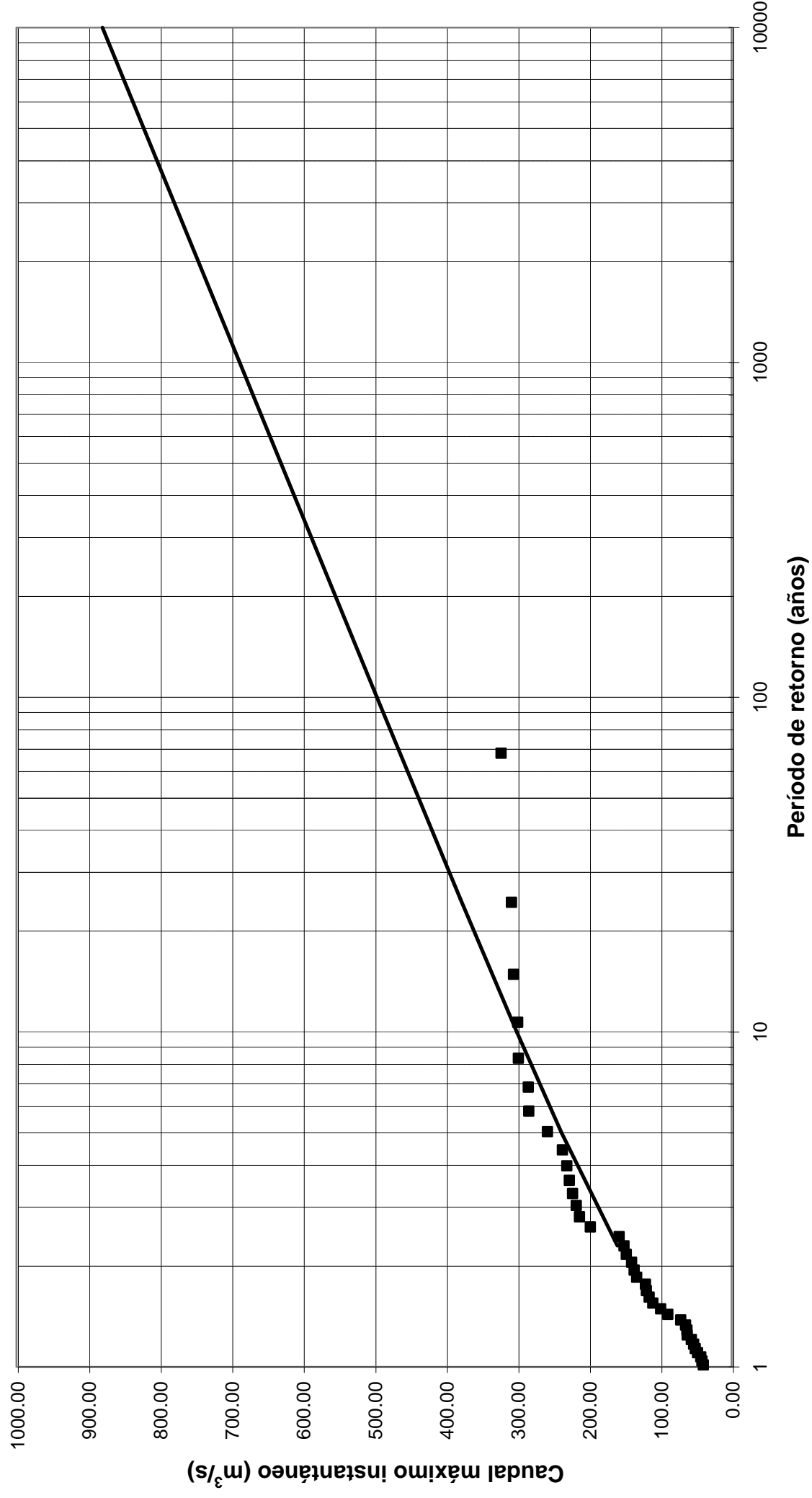
PERIODO DE RETORNO	FRECUENCIA	1-MOMENTOS PROB= 0.515	2-MAX.VERO. PROB= 0.600	3-MIN.CUAD. PEND.CON. PROB= 0.813	4-MIN.CUAD. ORTOGONAL PROB= 0.857
-----	-----	-----	-----	-----	-----
2	0.56522	156.847	155.958	159.480	159.554
5	0.80000	223.807	225.964	235.005	237.721
10	0.90000	277.332	281.924	295.377	300.204
25	0.96000	344.962	352.630	371.658	379.152
50	0.98000	395.133	405.084	428.247	437.721
100	0.99000	444.935	457.150	484.418	495.856
500	0.99800	560.018	577.469	614.223	630.200
1000	0.99900	609.494	629.195	670.027	687.956
10000	0.99990	773.749	800.922	855.293	879.701

# ESTACIÓN DE AFOROS N° 13. RÍO DUERO EN ARANDA DE DUERO

Resultados del ajuste de Gumbel. Serie ampliada a partir de los valores de  $Q_{ci}$  registrados en la EA 2007

T (años)	Frecuencia (%)	Caudal máximo instantáneo (m³/s)						Valor adoptado
		Momentos P = 0.515	Máxima verosimilitud P = 0.600	Mín. cuadrados		Mín cuadrados dist. ortogonal P = 0.857		
				pdte. contraria P = 0.813				
2.3	0.56522	156.85	155.96	159.48	159.55	159.55	159.55	
5	0.80000	223.81	225.96	235.01	237.72	237.72	237.72	
10	0.90000	277.33	281.92	295.38	300.20	300.20	300.20	
25	0.96000	344.96	352.63	371.66	379.15	379.15	379.15	
50	0.98000	395.13	405.08	428.25	437.72	437.72	437.72	
100	0.99000	444.94	457.15	484.42	495.86	495.86	495.86	
500	0.99800	560.02	577.47	614.22	630.20	630.20	630.20	
1000	0.99900	609.49	629.20	670.03	687.96	687.96	687.96	
10000	0.99990	773.75	800.92	855.29	879.70	879.70	879.70	

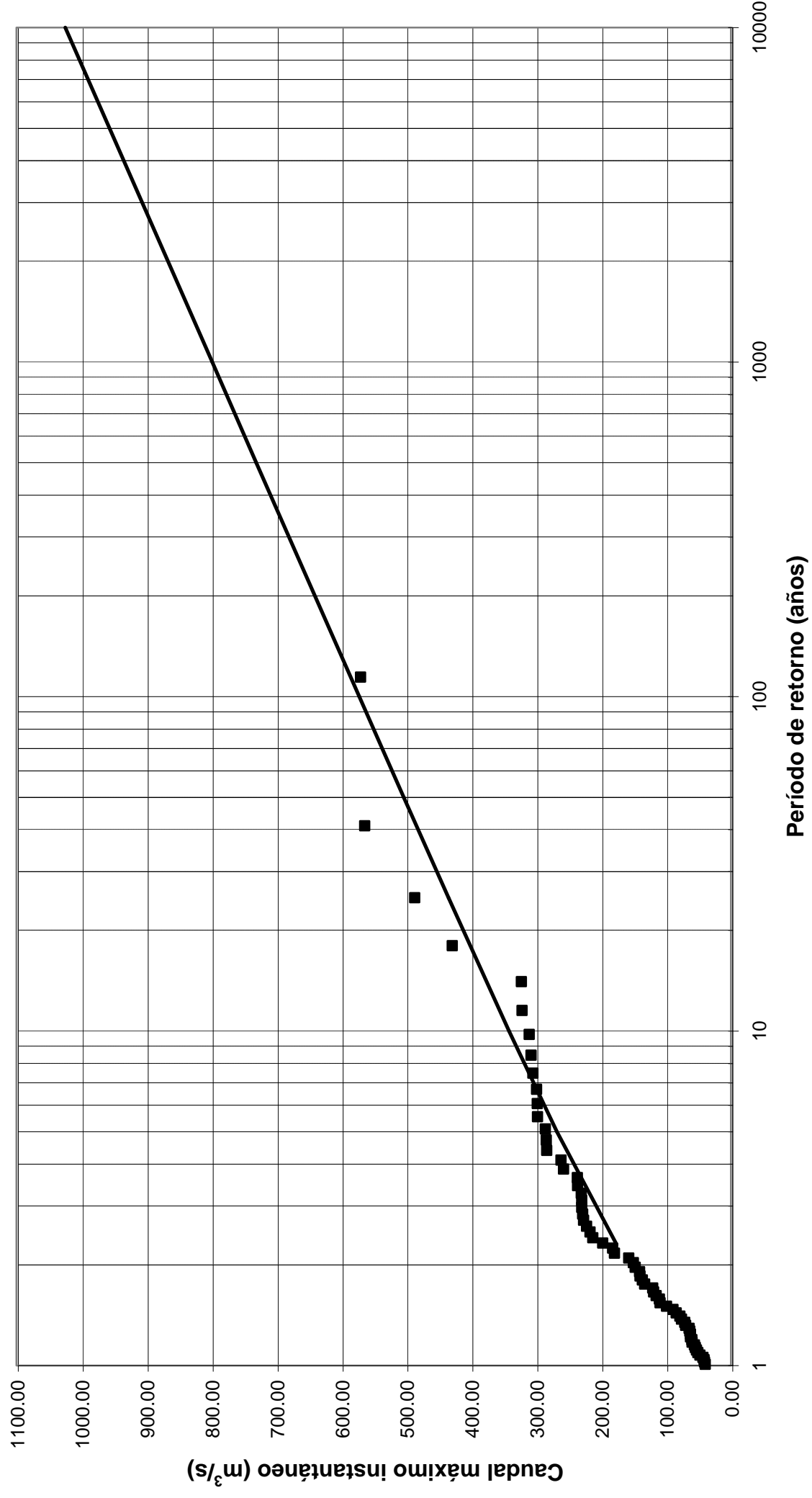
RÍO DUERO EN ARANDA. AJUSTE DE GUMBEL. SERIE AMPLIADA (CRITERIO I)





**SERIE AMPLIADAS MEDIANTE EL 'CRITERIO II'**

RÍO DUERO EN ARANDA. AJUSTE DE GUMBEL. SERIE AMPLIADA (CRITERIO II)



**ESTACIÓN DE AFOROS Nº 13. RÍO DUERO EN ARANDA DE DUERO**Serie ampliada a partir de los valores de  $Q_c$  y  $Q_{ci}$  registrados en la EA 2007

Año hidrológico	EA 2007	EA 2013	$Q_{ci}$ (m <sup>3</sup> /s) estimado		$Q_{ci}$ adoptado (m <sup>3</sup> /s)
	$Q_{ci}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{ci}$ (m <sup>3</sup> /s)	correlación	criterio areal	
1928 - 29	44.6		59.43	54.35	59.43
1931 - 32	64.9		84.21	79.00	84.21
1932 - 33	461.8		569.93	562.13	569.93
1933 - 34	258.7		321.39	314.91	321.39
1934 - 35	393.9		486.81	479.45	486.81
1935 - 36	346.6		429.02	421.97	429.02
1936 - 37	183.6		229.50	223.52	229.50
1937 - 38	188.8		235.80	229.78	235.80
1938 - 39	144.7		181.85	176.12	181.85
1939 - 40	183.6		229.50	223.52	229.50
1940 - 41	456.6		563.63	555.86	563.63
1941 - 42	60.2		78.46	73.28	78.46
1942 - 43	110.8		140.36	134.85	140.36
1943 - 44	52.8		69.42	64.29	69.42
1944 - 45	47.7		63.13	58.02	63.13
1945 - 46	85.0		108.86	103.52	108.86
1946 - 47	209.6		261.27	255.12	261.27
1947 - 48	239.3		297.70	291.35	297.70
1948 - 49	29.1		40.39	35.41	40.39
1949 - 50	45.2		60.11	55.03	60.11
1950 - 51	142.4		179.11	173.39	179.11
1951 - 52	58.2		76.00	70.83	76.00
1952 - 53	40.8		54.77	49.72	54.77
1953 - 54	94.4		120.32	114.91	120.32
1954 - 55	104.5		132.68	127.21	132.68
1955 - 56	177.6		222.14	216.19	222.14
1956 - 57	31.2		42.97	37.98	42.97
1957 - 58	46.7		61.94	56.85	61.94
1958 - 59	110.3		139.78	134.27	139.78
1959 - 60	240.3		298.87	292.51	298.87
1960 - 61	157.3		197.29	191.48	197.29
1961 - 62	206.4		257.38	251.25	257.38
1962 - 63	245.0		304.62	298.24	304.62
1963 - 64	249.7		310.43	304.01	310.43
1964 - 65	182.4		228.00	222.02	228.00
1965 - 66	229.5		285.65	279.36	285.65
1966 - 67	169.7		212.47	206.57	212.47
1967 - 68	227.6		283.33	277.05	283.33
1968 - 69	228.3		284.18	277.91	284.18
1969 - 70	173.3		216.88	210.96	216.88
1970 - 71	107.3		136.10	130.61	136.10
1971 - 72	181.3		226.67	220.69	226.67
1972 - 73	118.8		150.18	144.61	150.18
1973 - 74	60.0	71.0	78.22	73.04	<b>71.0</b>
1974 - 75	135.9	147.1	171.11	165.43	<b>147.1</b>
1975 - 76	33.5	64.3	45.79	40.78	<b>64.3</b>
1976 - 77	155.1	230.1	194.60	188.80	<b>230.1</b>
1977 - 78	196.3	322.3	245.02	238.95	<b>322.3</b>
1978 - 79	222.1	297.9	276.60	270.36	<b>297.9</b>

**ESTACIÓN DE AFOROS N° 13. RÍO DUERO EN ARANDA DE DUERO**

Serie ampliada a partir de los valores de  $Q_c$  y  $Q_{ci}$  registrados en la EA 2007

Año hidrológico	EA 2007	EA 2013	$Q_{ci}$ (m <sup>3</sup> /s) estimado		$Q_{ci}$ adoptado (m <sup>3</sup> /s)
	$Q_{ci}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{ci}$ (m <sup>3</sup> /s)	correlación	criterio areal	
1979 - 80	75.9	99.0	97.68	92.39	<b>99.0</b>
1980 - 81	46.7	56.0	61.94	56.85	<b>56.0</b>
1981 - 82	164.4	157.1	205.98	200.12	<b>157.1</b>
1982 - 83	39.8	39.3	53.50	48.45	<b>39.3</b>
1983 - 84	84.4	88.9	108.08	102.74	<b>88.9</b>
1984 - 85	259.5	236.3	322.37	315.89	<b>236.3</b>
1985 - 86	106.8	119.0	135.49	130.01	<b>119.0</b>
1986 - 87	78.2	62.2	100.49	95.19	<b>62.2</b>
1987 - 88	112.0	115.0	141.86	136.34	<b>115.0</b>
1988 - 89	40.7	47.4	54.60	49.54	<b>47.4</b>
1989 - 90	42.7	50.7	57.05	51.98	<b>50.7</b>
1990 - 91	127.6	307.7	160.95	155.33	<b>307.7</b>
1991 - 92		41.2			<b>41.2</b>
1992 - 93		52.9			<b>52.9</b>
1993 - 94		110.1			<b>110.1</b>
<hr/>					
Valor máximo	461.8	322.3	569.93	562.13	569.93
Valor mínimo	29.1	39.3	40.39	35.41	39.30
Valor medio	149.4	129.3	187.60	181.84	182.00

**ESTACIÓN DE AFOROS Nº 13. RÍO DUERO EN ARANDA DE DUERO**

Serie ampliada a partir de los valores de  $Q_c$  y  $Q_{ci}$  registrados en la EA 2007

**Datos clasificados**

Nº de orden	Año hidrológico	$Q_{ci}$ (m <sup>3</sup> /s)	Frecuencia	T (años)
1	1982 - 83	39.30	0.0087	1.01
2	1948 - 49	40.39	0.0243	1.02
3	1991 - 92	41.20	0.0399	1.04
4	1956 - 57	42.97	0.0555	1.06
5	1988 - 89	47.40	0.0711	1.08
6	1989 - 90	50.70	0.0867	1.09
7	1992 - 93	52.90	0.1023	1.11
8	1952 - 53	54.77	0.1179	1.13
9	1980 - 81	56.00	0.1335	1.15
10	1928 - 29	59.43	0.1491	1.18
11	1949 - 50	60.11	0.1647	1.20
12	1957 - 58	61.94	0.1803	1.22
13	1986 - 87	62.20	0.1959	1.24
14	1944 - 45	63.13	0.2115	1.27
15	1975 - 76	64.30	0.2271	1.29
16	1943 - 44	69.42	0.2427	1.32
17	1973 - 74	71.00	0.2583	1.35
18	1951 - 52	76.00	0.2739	1.38
19	1941 - 42	78.46	0.2895	1.41
20	1931 - 32	84.21	0.3051	1.44
21	1983 - 84	88.90	0.3206	1.47
22	1979 - 80	99.00	0.3362	1.51
23	1945 - 46	108.86	0.3518	1.54
24	1993 - 94	110.10	0.3674	1.58
25	1987 - 88	115.00	0.3830	1.62
26	1985 - 86	119.00	0.3986	1.66
27	1953 - 54	120.32	0.4142	1.71
28	1954 - 55	132.68	0.4298	1.75
29	1970 - 71	136.10	0.4454	1.80
30	1958 - 59	139.78	0.4610	1.86
31	1942 - 43	140.36	0.4766	1.91
32	1974 - 75	147.10	0.4922	1.97
33	1972 - 73	150.18	0.5078	2.03
34	1981 - 82	157.10	0.5234	2.10
35	1950 - 51	179.11	0.5390	2.17
36	1938 - 39	181.85	0.5546	2.25
37	1960 - 61	197.29	0.5702	2.33
38	1966 - 67	212.47	0.5858	2.41
39	1969 - 70	216.88	0.6014	2.51
40	1955 - 56	222.14	0.6170	2.61
41	1971 - 72	226.67	0.6326	2.72
42	1964 - 65	228.00	0.6482	2.84
43	1936 - 37	229.50	0.6638	2.97
44	1939 - 40	229.50	0.6794	3.12
45	1976 - 77	230.10	0.6949	3.28
46	1937 - 38	235.80	0.7105	3.45
47	1984 - 85	236.30	0.7261	3.65
48	1961 - 62	257.38	0.7417	3.87
49	1946 - 47	261.27	0.7573	4.12
50	1967 - 68	283.33	0.7729	4.40

**ESTACIÓN DE AFOROS Nº 13. RÍO DUERO EN ARANDA DE DUERO**

Serie ampliada a partir de los valores de  $Q_c$  y  $Q_{ci}$  registrados en la EA 2007

**Datos clasificados**

Nº de orden	Año hidrológico	$Q_{ci}$ (m <sup>3</sup> /s)	Frecuencia	T (años)
51	1968 - 69	284.18	0.7885	4.73
52	1965 - 66	285.65	0.8041	5.11
53	1947 - 48	297.70	0.8197	5.55
54	1978 - 79	297.90	0.8353	6.07
55	1959 - 60	298.87	0.8509	6.71
56	1962 - 63	304.62	0.8665	7.49
57	1990 - 91	307.70	0.8821	8.48
58	1963 - 64	310.43	0.8977	9.77
59	1933 - 34	321.39	0.9133	11.53
60	1977 - 78	322.30	0.9289	14.06
61	1935 - 36	429.02	0.9445	18.01
62	1934 - 35	486.81	0.9601	25.05
63	1940 - 41	563.63	0.9757	41.10
64	1932 - 33	569.93	0.9913	114.50

AJUSTE DE LA DISTRIBUCION DE GUMBEL  
F(X)=EXP(-EXP(-ALFA\*(X-BETA)))

AJUSTE : 1 - POR EL METODO DE LOS MOMENTOS  
          : 2 - POR EL METODO DE LA MAXIMA VEROSIMILITUD  
          : 3 - POR AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS CON LA DISTANCIA  
                  SEGUN UNA RECTA DE PENDIENTE CONTRARIA  
          : 4 - POR AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS CON LA DISTANCIA  
                  SEGUN LA NORMAL

PRUEBA DE KOLMOGOROV:  
Z = VARIABLE DE KOLMOGOROV  
PROB. CERTEZA = PROBABILIDAD DE CERTEZA  
EN LA HIPOTESIS DE QUE LOS VALORES DADOS  
PERTENECEN A LA DISTRIBUCION AJUSTADA

ESTACION : 2013, DUERO, ARANDA DE DUERO. AMPLIACION 2. NRO. DE VALORES : 61									
=====									
AJUSTE	MEDIA	DES.V.TIP.	ALFA	BETA	MEDIA	DES.V.TIP.	Z	PROB.	
	MUESTRA	MUESTRA			DISTR.	DISTR.		CERTEZA	
-----									
1	177.44180	125.88080	0.01019	120.78880	177.44180	125.88080	0.71778	0.68144	
2	177.44180	125.88080	0.01130	122.16960	173.26970	113.54230	0.87604	0.42668	
3	177.44180	125.88080	0.00934	118.30670	180.10010	137.30240	0.83836	0.48316	
4	177.44180	125.88080	0.00916	117.15250	180.15190	139.98230	0.88886	0.40832	

ESTACION : 2013, DUERO, ARANDA DE DUERO. AMPLIACION 2. NRO. DE VALORES : 61

PERIODO DE RETORNO	FRECUENCIA	1-MOMENTOS PROB= 0.681	2-MAX.VERO. PROB= 0.427	3-MIN.CUAD. PEND.CON. PROB= 0.483	4-MIN.CUAD. ORTOGONAL PROB= 0.408
-----	-----	-----	-----	-----	-----
2	0.56522	175.859	171.830	178.388	178.415
5	0.80000	267.986	254.908	278.900	280.901
10	0.90000	341.630	321.317	359.245	362.826
25	0.96000	434.678	405.226	460.762	466.337
50	0.98000	503.707	467.474	536.073	543.128
100	0.99000	572.227	529.263	610.828	619.352
500	0.99800	730.565	672.047	783.576	795.495
1000	0.99900	798.636	733.432	857.843	871.221
10000	0.99990	1024.628	937.225	1104.401	1122.625



# ESTACIÓN DE AFOROS Nº 13. RÍO DUERO EN ARANDA DE DUERO

Resultados del ajuste de Gumbel. Serie ampliada a partir de los valores de  $Q_c$  y  $Q_{ci}$  registrados en la EA 2007

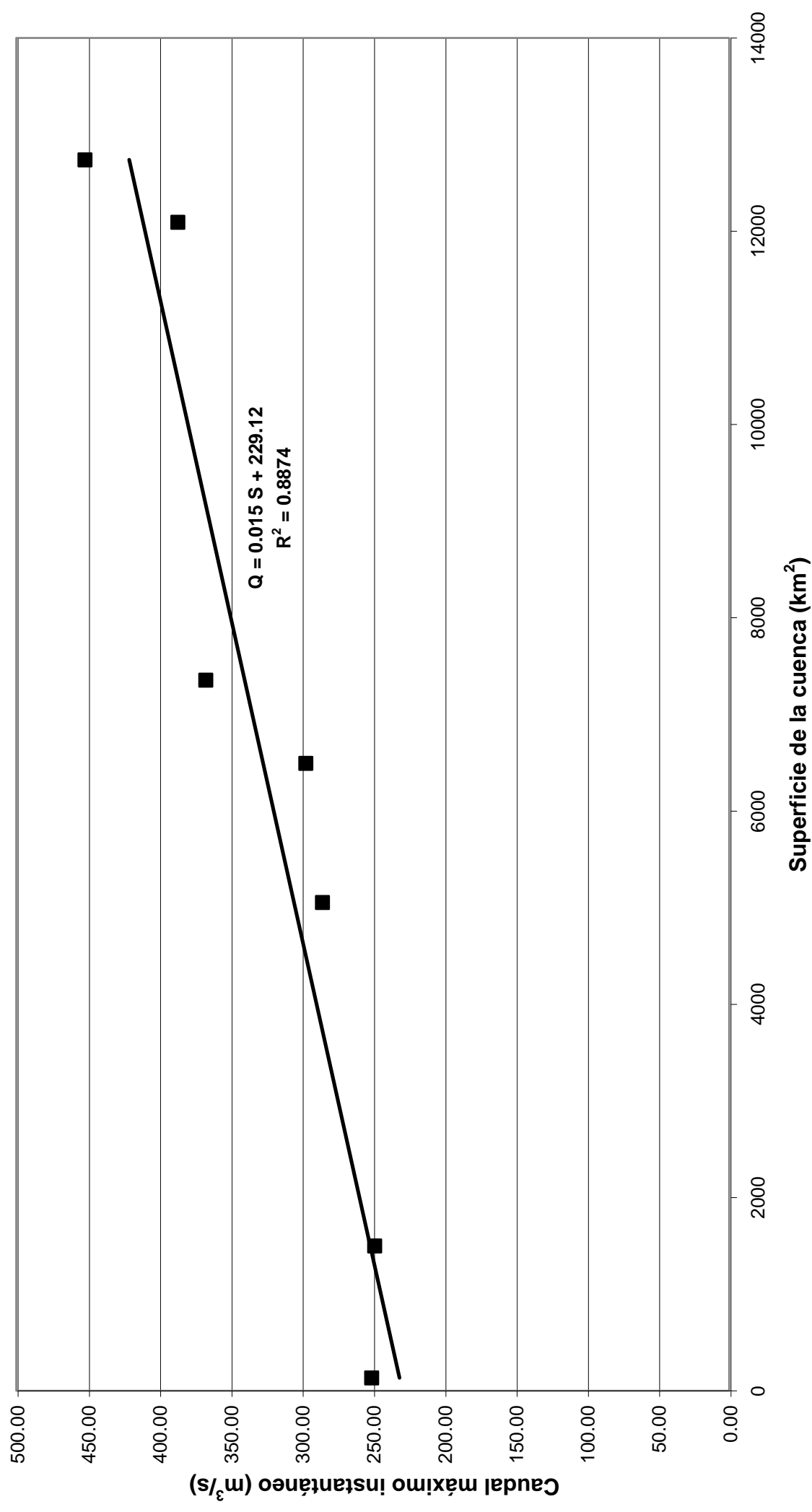
T (años)	Frecuencia (%)	Caudal máximo instantáneo (m³/s)					
		Momentos P = 0.681	Máxima verosimilitud		Mín. cuadrados pdte. contraria		Valor adoptado
			P = 0.427	171.83	P = 0.483	Mín cuadrados dist. ortogonal P = 0.408	
2.3	0.56522	175.86		171.83	178.39	178.42	175.86
5	0.80000	267.99		254.91	278.90	280.90	267.99
10	0.90000	341.63		321.32	359.25	362.83	341.63
25	0.96000	434.68		405.23	460.76	466.34	434.68
50	0.98000	503.71		467.47	536.07	543.13	503.71
100	0.99000	572.23		529.26	610.83	619.35	572.23
500	0.99800	730.57		672.05	783.58	795.50	730.57
1000	0.99900	798.64		733.43	857.84	871.22	798.64
10000	0.99990	1024.63		937.23	1104.40	1122.63	1024.63

## **CURVAS DE ENVOLVENTES DE LA CUENCA**

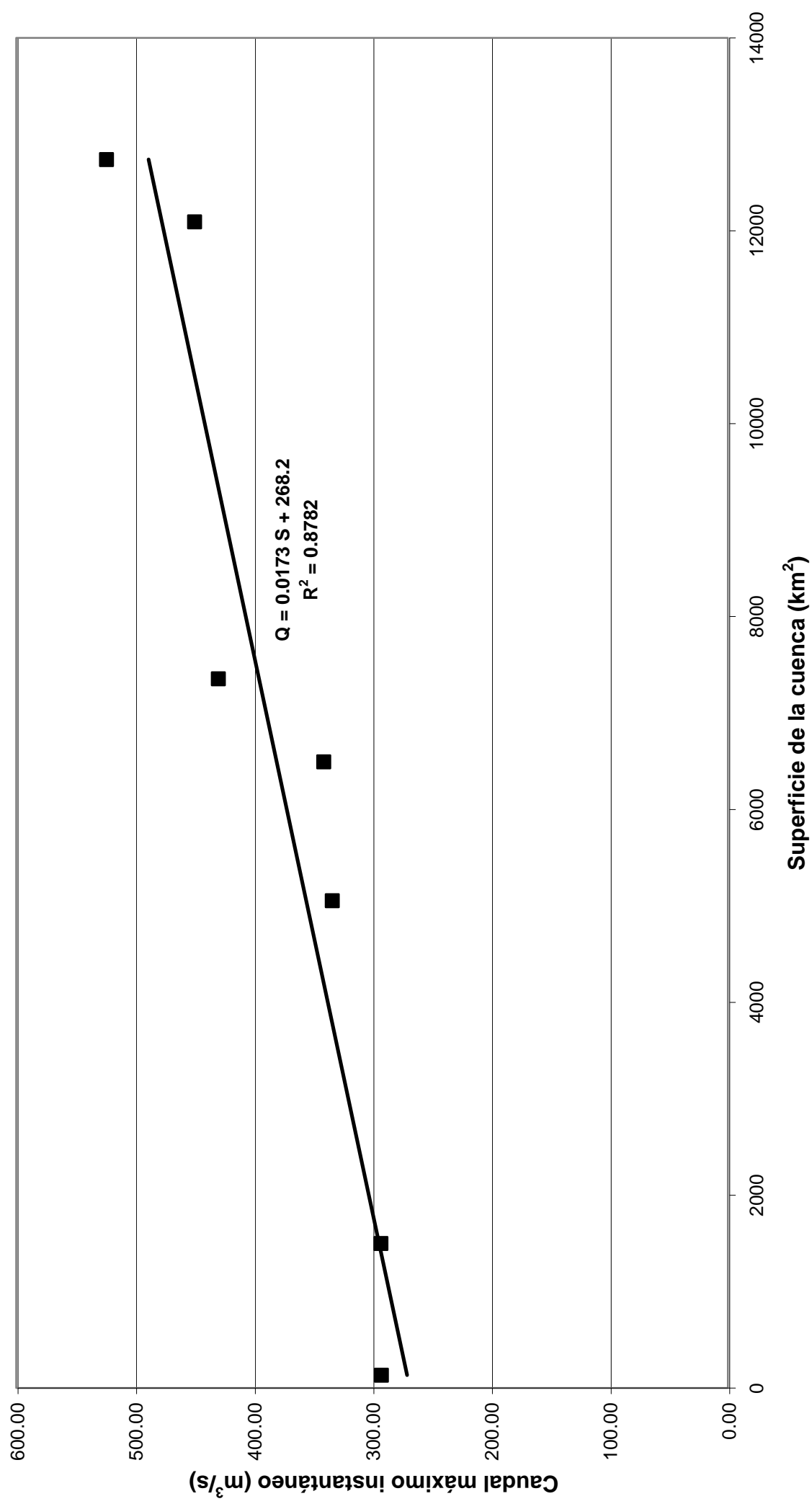
# **RESULTADOS DE LOS AJUSTES DE GUMBEL EN LAS ESTACIONES DE AFOROS ESTUDIADAS**

Estación	S (km <sup>2</sup> )	Caudal máximo instantáneo (m <sup>3</sup> /s) por períodos de retorno									Método
		T = 2.3	T = 5	T = 10	T = 25	T = 50	T = 100	T = 500	T = 1000	T = 10000	
2101	135	95.10	150.45	194.70	250.61	292.08	333.25	428.38	469.28	605.06	Min. cuadrados ortogonal
2002	1500	84.50	142.91	189.61	248.61	292.38	335.83	436.23	479.40	622.70	Momentos
2004	5055	104.22	168.65	220.15	285.23	333.51	381.43	492.17	539.78	697.83	Min. cuadrados ortogonal
2007	6494	132.78	191.16	237.83	296.79	340.54	383.96	484.30	527.44	670.65	Min. cuadrados ortogonal
2013	7356	132.50	215.95	282.65	366.93	429.46	491.52	634.94	696.60	901.30	Min. cuadrados ortogonal
2132	12093	150.70	234.67	301.79	386.60	449.51	511.97	656.28	718.33	924.31	Min. cuadrados ortogonal
2015	12740	181.54	277.73	354.61	451.76	523.83	595.37	760.68	831.75	1067.70	Máxima verosimilitud

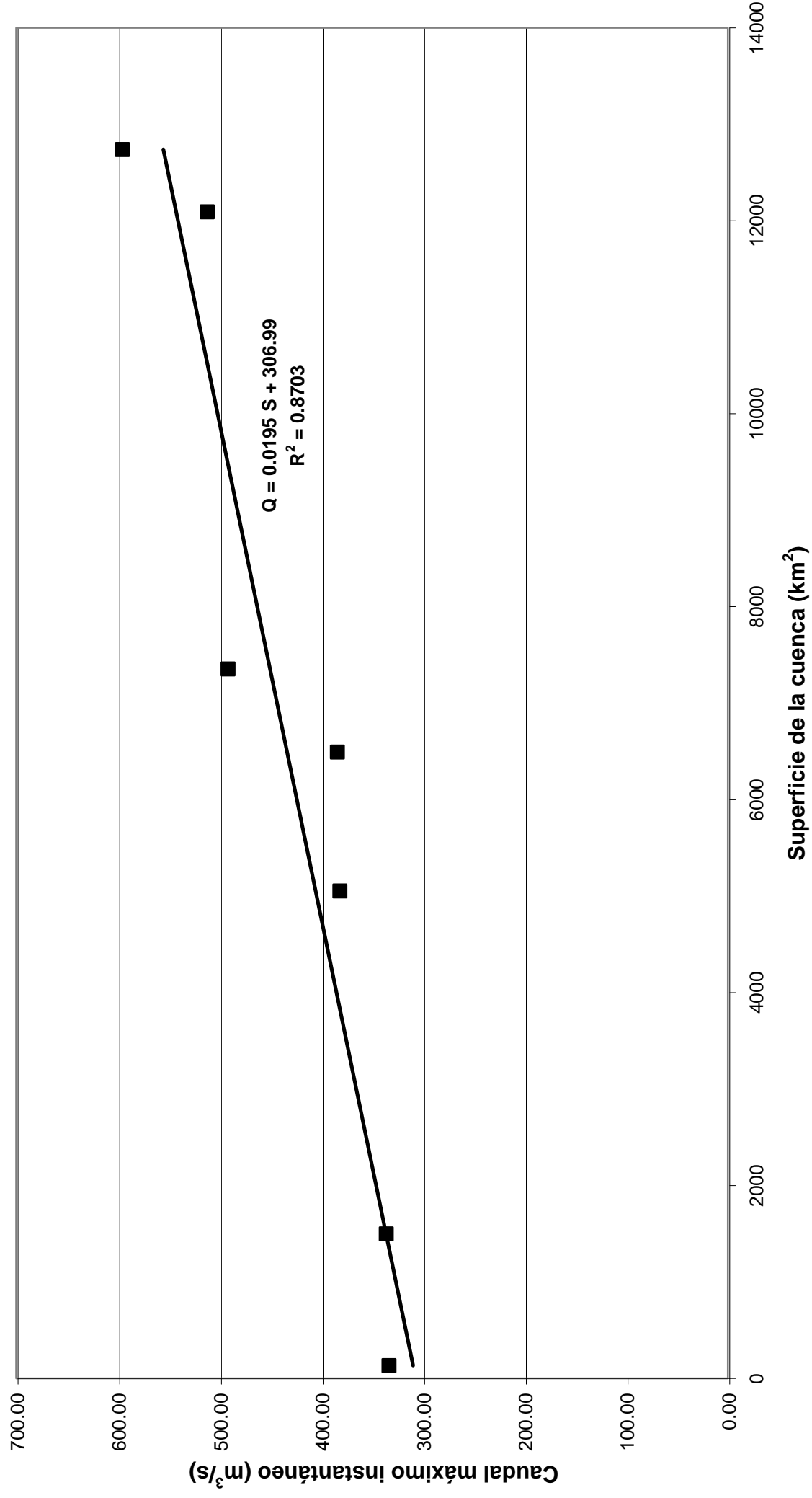
**CUENCA DEL DUERO. CAUDALES DE CRECIDA (T = 25 AÑOS).**



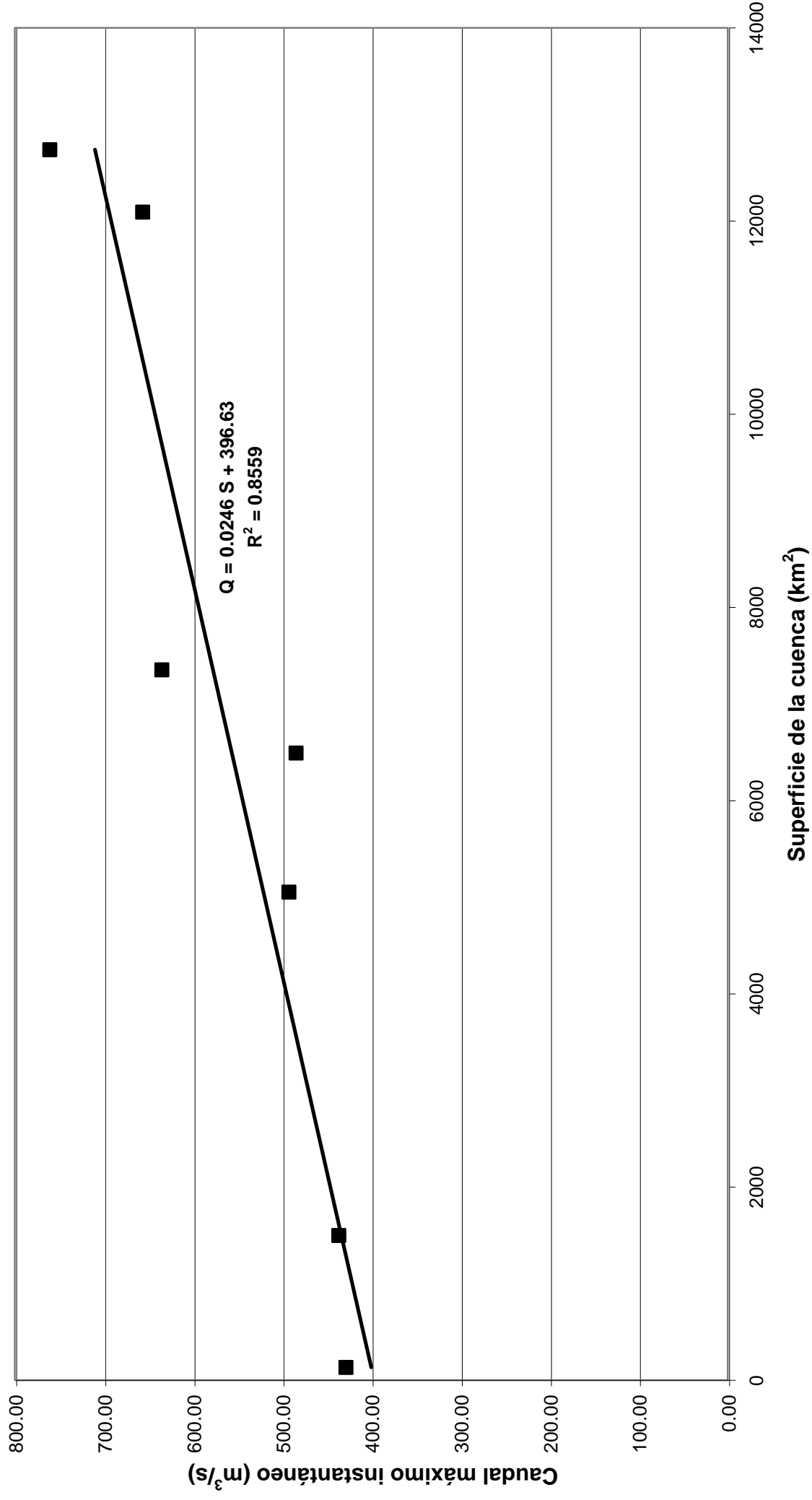
CUENCA DEL DUERO. CAUDALES DE CRECIDA (T = 50 AÑOS).



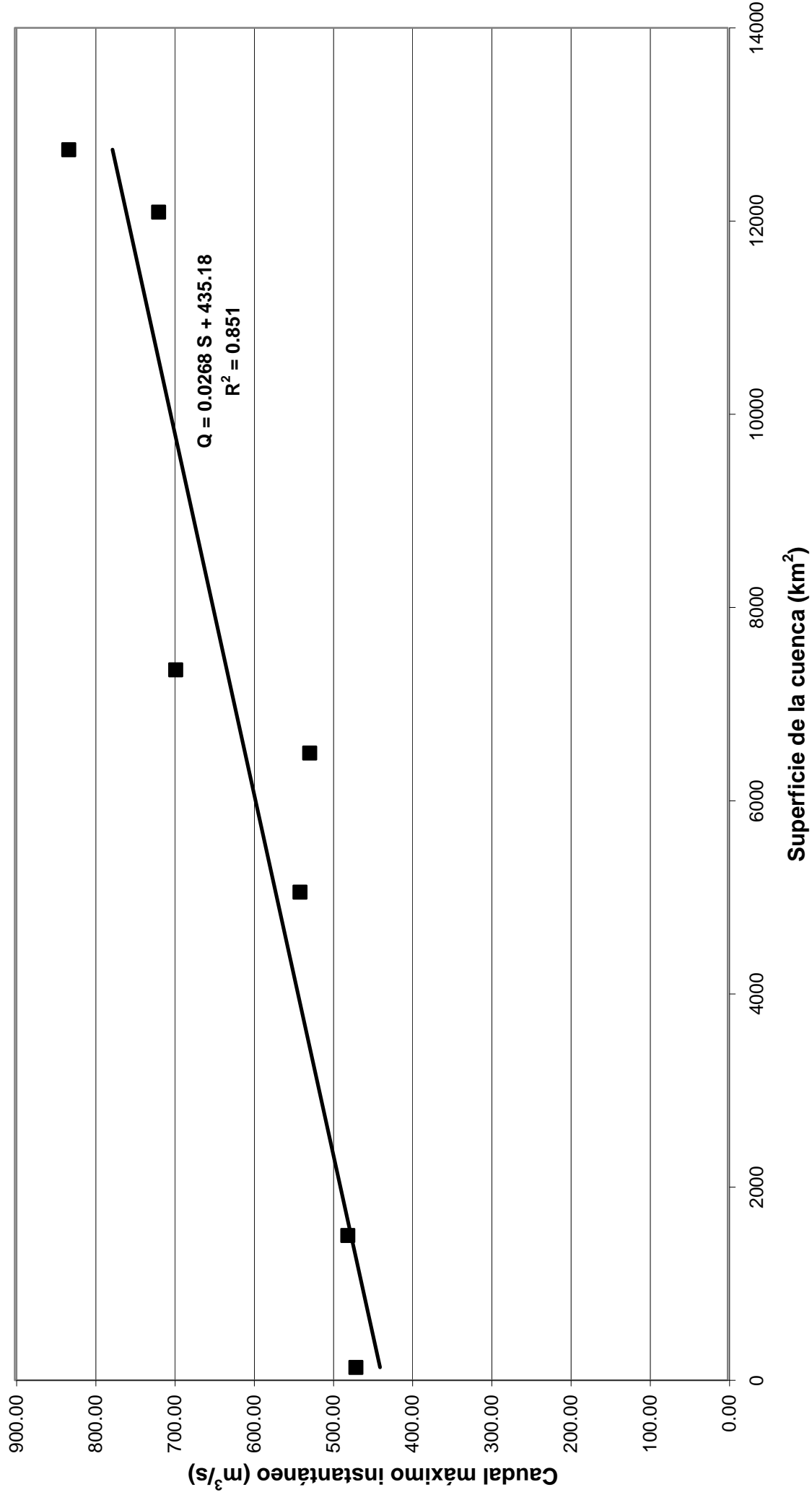
# CUENCA DEL DUERO. CAUDALES DE CRECIDA (T = 100 AÑOS).



# CUENCA DEL DUERO. CAUDALES DE CRECIDA (T = 500 AÑOS).



# CUENCA DEL DUERO. CAUDALES DE CRECIDA (T = 1000 AÑOS).





## APLICACIÓN DE LAS CURVAS GENERALES DE LA CUENCA DEL DUERO

E.A. 2013 RÍO DUERO EN ARANDA DE DUERO

Superficie: 7356 km<sup>2</sup>

T (años)	Recta de regresión		Q <sub>ci</sub> (m <sup>3</sup> /s)
	Término lineal	Constante	
25	0.0150	229.12	339.46
50	0.0173	268.20	395.46
100	0.0195	306.99	450.43
500	0.0246	396.63	577.59
1000	0.0268	435.18	632.32

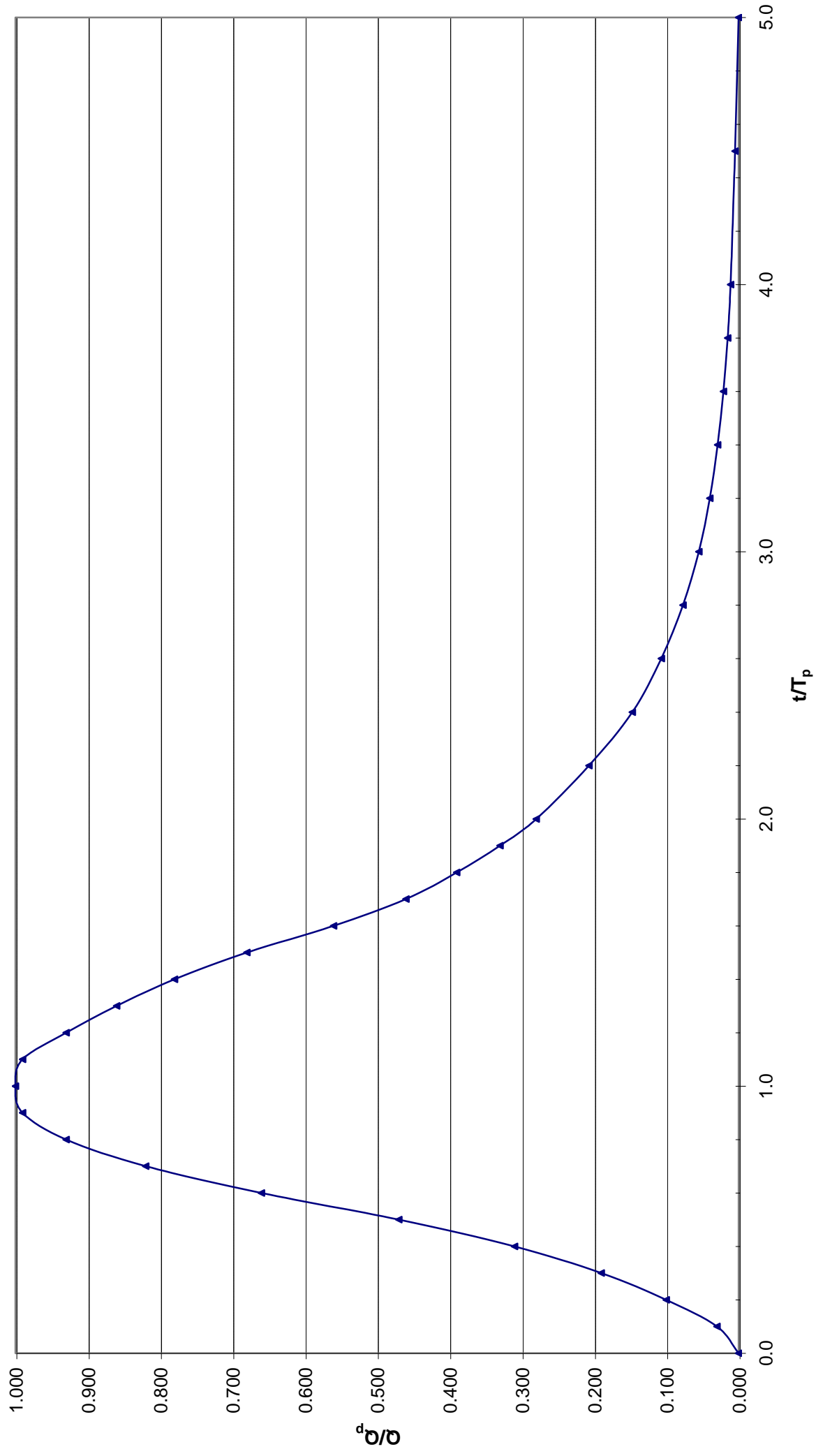
**HIDROGRAMA UNITARIO DEL S.C.S.**

**Hidrograma unitario adimensional del S.C.S.**

$t/T_p$	$Q/Q_p$
0.0	0.000
0.1	0.030
0.2	0.100
0.3	0.190
0.4	0.310
0.5	0.470
0.6	0.660
0.7	0.820
0.8	0.930
0.9	0.990
1.0	1.000
1.1	0.990
1.2	0.930
1.3	0.860
1.4	0.780
1.5	0.680
1.6	0.560
1.7	0.460
1.8	0.390
1.9	0.330
2.0	0.280
2.2	0.207
2.4	0.147
2.6	0.107
2.8	0.077
3.0	0.055
3.2	0.040
3.4	0.029
3.6	0.021
3.8	0.015
4.0	0.011
4.5	0.005
5.0	0.000

t : tiempo  
 $T_p$ : tiempo de punta  
Q: caudal  
 $Q_p$ : caudal punta

# HIDROGRAMA UNITARIO DEL S.C.S.



## APÉNDICE 2

### RESULTADOS DEL MODELO DE ROTURA DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS

## ESCENARIO DE ROTURA SIN AVENIDA (H1)

**ESCENARIO DE ROTURA SIN AVENIDA (H1)**

<b>SECCION</b>	<b>Nivel máx (m)</b>	<b>Tiempo de pico</b>	<b>Q máx (m3/s)</b>	<b>V máx (m/s)</b>
<b>Embalse Virgen de las Viñas</b>	792.30	0:00	25.00	0.54
<b>Presa Virgen de las Viñas</b>			1,050.22	7.35
DUERO 0.00	789.23	0:13	1,049.19	3.73
DUERO 90.00	789.08	0:14	1,024.15	3.37
DUERO 190.00	788.83	0:15	997.33	3.72
DUERO 390.00	788.77	0:15	939.09	2.23
DUERO 490.00	788.67	0:15	904.02	2.14
DUERO 590.00	788.57	0:15	870.93	2.10
DUERO 690.00	788.43	0:15	849.85	2.30
DUERO 790.00	787.91	0:16	838.75	5.33
DUERO 890.00	788.01	0:16	823.23	1.86
DUERO 990.00	787.90	0:17	801.84	2.04
DUERO 1090.00	787.76	0:18	786.64	2.19
DUERO 1190.00	787.70	0:18	776.19	1.90
DUERO 1290.00	787.63	0:18	763.41	1.75
DUERO 1390.00	787.51	0:19	748.19	1.97
DUERO 1490.00	787.39	0:20	736.02	2.16
DUERO 1590.00	787.32	0:20	724.27	2.07
DUERO 1690.00	787.19	0:21	712.50	2.38
DUERO 1790.00	787.14	0:22	700.61	2.07
DUERO 1890.00	787.11	0:22	687.15	1.88
<b>DUERO 1973.28 (Inicio municipio de Aranda de Duero)</b>	787.03	0:23	675.40	2.23
DUERO 2014.24	787.08	0:22	668.47	1.35
<b>DUERO 2130.00 (Confluencia Río Arandilla)</b>	787.07	0:22	615.71	1.02
DUERO 2190.00	787.06	0:22	601.43	0.92
DUERO 2298.79	786.98	0:23	577.08	1.48
<b>DUERO 2324 (Puente Nº 2)</b>			572.70	5.50
DUERO 2349.19	786.93	0:23	569.83	1.48
DUERO 2390.00	786.94	0:23	564.97	1.16
DUERO 2490.00	786.83	0:23	551.25	2.54
<b>DUERO 2550.00 (Confluencia Río Bañuelos)</b>	786.89	0:23	537.28	0.73
DUERO 2590.00	786.89	0:23	534.94	0.69
DUERO 2690.00	786.80	0:23	529.53	1.40
DUERO 2800.97	786.71	0:23	525.37	1.53
<b>DUERO 2822 (Puente Nº 3)</b>			525.33	2.68
DUERO 2842.05	786.57	0:23	524.60	1.52
DUERO 2890.00	786.58	0:23	523.83	1.15
DUERO 2979.36	786.28	0:24	523.24	2.91
<b>DUERO 3000 (Puente Nº 4)</b>			523.02	3.02
DUERO 3023.11	786.09	0:24	523.06	2.91
DUERO 3090.00	785.98	0:24	522.70	2.66
DUERO 3190.00	786.02	0:24	522.25	1.62
<b>DUERO 3290.00 (Fin del municipio de Aranda de Duero)</b>	786.03	0:24	521.85	1.05
<b>DUERO 3335.46 (Aguas arriba Presa de los Redondos)</b>	786.06	0:24	521.67	0.66
DUERO 3381.91	783.29	0:32	504.61	1.59
DUERO 3590.00	783.15	0:33	464.51	2.59
DUERO 3690.00	783.09	0:33	456.98	1.83
DUERO 3790.00	782.96	0:34	450.27	1.97
DUERO 3890.00	782.77	0:35	445.26	2.62
DUERO 3990.00	782.66	0:36	439.86	2.24
DUERO 4090.00	782.57	0:36	434.68	2.00
DUERO 4190.00	782.52	0:37	428.62	1.55
DUERO 4290.00	782.47	0:37	419.47	1.26
DUERO 4390.00	782.43	0:37	411.86	1.06
DUERO 4490.00	782.35	0:38	405.85	1.40
DUERO 4590.00	782.31	0:39	399.83	1.19
DUERO 4690.00	782.23	0:39	394.57	1.39
DUERO 4790.00	782.12	0:42	390.89	1.72

# ESCENARIO DE ROTURA SIN AVENIDA (H1)

SECCION	Nivel máx (m)	Tiempo de pico	Q máx (m3/s)	V máx (m/s)
DUERO 4890.00	782.00	0:43	387.77	1.86
DUERO 4990.00	781.92	0:43	384.54	1.74
DUERO 5090.00	781.86	0:43	381.44	1.58
DUERO 5190.00	781.78	0:44	377.82	1.62
DUERO 5290.00	781.71	0:44	374.11	1.61
DUERO 5390.00	781.65	0:46	370.11	1.49
DUERO 5490.00	781.61	0:46	365.52	1.34
DUERO 5590.00	781.59	0:46	359.80	1.06
DUERO 5690.00	781.53	0:47	354.00	1.36
DUERO 5789.07	781.51	0:47	348.55	1.10
DUERO 5888.45	781.31	0:50	343.27	2.86
DUERO 6011.66	781.18	0:53	336.95	3.03
DUERO 6083.10	781.26	0:52	332.41	0.93
DUERO 6190.00	781.20	0:53	324.85	1.33
DUERO 6290.00	781.20	0:53	315.87	0.93
DUERO 6390.00	781.17	0:53	308.07	0.89
DUERO 6490.00	781.13	0:54	302.00	1.10
DUERO 6590.00	781.12	0:54	296.67	0.77
DUERO 6690.00	781.10	0:54	292.92	0.71
DUERO 6790.00	781.09	0:54	289.16	0.68
DUERO 6890.00	781.05	0:55	286.23	0.91
DUERO 6990.00	780.99	0:55	284.03	1.13
DUERO 7090.00	780.92	0:56	282.06	1.27
DUERO 7190.00	780.85	0:56	280.56	1.37
DUERO 7290.00	780.77	0:57	279.10	1.44
DUERO 7390.00	780.73	0:58	277.30	1.18
DUERO 7490.00	780.66	0:59	275.63	1.32
DUERO 7590.00	780.62	0:59	273.80	1.15
DUERO 7690.00	780.56	1:02	271.45	1.22
DUERO 7790.00	780.52	1:03	268.87	1.06
DUERO 7890.00	780.50	1:03	266.00	0.91
DUERO 7990.00	780.41	1:04	262.97	1.92
DUERO 8090.00	780.24	1:06	259.64	2.55
DUERO 8190.00	780.27	1:06	255.81	0.79
DUERO 8290.00	780.26	1:06	251.78	0.63
DUERO 8390.00	780.19	1:07	247.80	1.28
DUERO 8490.00	780.19	1:07	244.14	0.65
DUERO 8590.00	780.18	1:07	240.64	0.64
DUERO 8690.00	780.16	1:07	237.52	0.66
DUERO 8790.00	780.13	1:08	235.21	0.76
DUERO 8890.00	780.12	1:08	233.08	0.59
DUERO 8990.00	780.11	1:08	230.51	0.57
DUERO 9090.00	780.10	1:08	228.15	0.49
DUERO 9190.00	780.07	1:08	226.46	0.69
DUERO 9290.00	780.04	1:08	225.29	0.78
DUERO 9390.00	780.00	1:09	224.71	0.95
DUERO 9490.00	779.96	1:09	224.28	0.97
DUERO 9590.00	779.92	1:09	223.91	1.00
DUERO 9690.00	779.91	1:09	223.60	0.82
DUERO 9790.00	779.89	1:09	223.30	0.73
DUERO 9890.00	779.87	1:09	223.06	0.69
DUERO 9990.00	779.79	1:10	222.89	1.31
DUERO 10090.00	779.80	1:10	222.80	0.80
<b>DUERO 10149.90 (Aguas arriba Presa de la Recorva)</b>	779.79	1:10	222.78	0.72
DUERO 10193.90	776.25	1:13	222.67	1.42
DUERO 10290.00	776.15	1:13	222.30	1.59
DUERO 10390.00	776.11	1:14	221.95	1.30
DUERO 10490.00	776.10	1:14	221.59	0.99
DUERO 10590.00	775.93	1:15	221.28	2.61
DUERO 10690.00	775.63	1:15	220.99	3.81
DUERO 10790.00	775.44	1:16	220.54	2.55
DUERO 10890.00	775.43	1:16	220.08	1.24



# ESCENARIO DE ROTURA SIN AVENIDA (H1)

SECCION	Nivel máx (m)	Tiempo de pico	Q máx (m3/s)	V máx (m/s)
DUERO 10990.00	775.30	1:17	219.78	1.28
DUERO 11090.00	775.17	1:19	219.57	1.16
DUERO 11190.00	775.04	1:19	219.34	1.20
DUERO 11290.00	774.90	1:19	218.95	1.15
DUERO 11390.00	774.72	1:20	218.58	1.23
DUERO 11490.00	774.53	1:20	218.17	1.31
DUERO 11590.00	774.31	1:20	217.63	1.49
DUERO 11690.00	774.10	1:21	216.97	1.51
DUERO 11790.00	773.95	1:21	216.71	1.29
DUERO 11890.00	773.71	1:21	216.64	1.65
DUERO 11990.00	773.39	1:21	216.61	1.92
DUERO 12190.00	772.70	1:22	216.50	1.70
DUERO 12290.00	772.32	1:23	216.44	2.00
DUERO 12390.00	772.20	1:23	216.36	1.51
DUERO 12490.00	772.13	1:24	216.27	1.28
DUERO 12590.00	771.91	1:24	216.20	3.66
DUERO 12690.00	771.81	1:40	216.07	1.32
DUERO 12790.00	771.69	1:40	215.88	1.58
DUERO 12890.00	771.60	1:41	215.66	1.53
DUERO 12990.00	771.47	1:41	215.40	1.78
DUERO 13090.00	771.44	1:41	215.03	1.27
DUERO 13190.00	771.28	1:41	214.60	2.13
DUERO 13290.00	771.25	1:41	214.06	1.50
DUERO 13390.00	771.09	1:41	213.57	5.84
DUERO 13490.00	770.89	1:42	212.41	1.69
DUERO 13590.00	770.87	1:42	210.41	1.31
DUERO 13690.00	770.84	1:42	208.57	1.39
DUERO 13790.00	770.81	1:42	206.73	1.39
DUERO 13890.00	770.79	1:43	205.64	1.10
DUERO 13990.00	770.74	1:43	204.30	1.07
DUERO 14090.00	770.66	1:43	202.96	1.44
DUERO 14190.00	770.59	1:44	201.10	1.30
DUERO 14290.00	770.54	1:44	198.44	1.07
DUERO 14390.00	770.28	1:44	196.45	4.11
DUERO 14490.00	770.24	1:45	194.51	1.28
DUERO 14590.00	770.13	1:45	193.76	1.56
DUERO 14690.00	770.02	1:47	193.18	1.73
DUERO 14790.00	769.95	1:47	192.63	1.37
DUERO 14890.00	769.86	1:49	192.16	1.60
DUERO 14990.00	769.75	1:50	191.54	1.83
DUERO 15090.00	769.67	1:51	190.87	1.63
DUERO 15190.00	769.62	1:52	190.14	1.30
DUERO 15290.00	769.56	1:52	189.32	1.25
DUERO 15390.00	769.51	1:52	188.48	1.18
DUERO 15490.00	769.45	1:53	187.68	1.28
DUERO 15590.00	769.40	1:54	186.94	1.18
DUERO 15690.00	769.37	1:54	186.00	0.94
DUERO 15790.00	769.35	1:54	184.62	0.69
DUERO 15890.00	769.23	1:55	183.33	1.97
DUERO 15990.00	769.10	1:56	182.35	1.58
DUERO 16090.00	768.87	2:01	181.57	2.34
DUERO 16190.00	768.89	2:01	180.76	0.84
DUERO 16290.00	768.83	2:02	180.04	1.18
DUERO 16390.00	768.79	2:02	179.45	1.01
DUERO 16490.00	768.57	2:04	178.81	3.00
DUERO 16590.00	768.59	2:09	178.11	1.14
DUERO 16690.00	768.55	2:09	177.41	1.08
DUERO 16790.00	768.49	2:09	176.83	1.25
DUERO 16890.00	768.45	2:10	176.07	1.06
DUERO 16990.00	768.41	2:10	175.05	1.01
DUERO 17090.00	768.37	2:10	173.75	0.94
DUERO 17190.00	768.31	2:11	172.57	1.03
DUERO 17290.00	768.26	2:12	171.75	0.99

# ESCENARIO DE ROTURA SIN AVENIDA (H1)

SECCION	Nivel máx (m)	Tiempo de pico	Q máx (m3/s)	V máx (m/s)
DUERO 17390.00	768.22	2:21	170.79	0.92
DUERO 17490.00	768.18	2:21	169.46	0.80
DUERO 17590.00	768.15	2:22	168.05	0.78
DUERO 17690.00	768.05	2:22	166.93	1.34
DUERO 17790.00	768.03	2:22	165.85	2.67
DUERO 17890.00	768.03	2:22	164.48	0.41
DUERO 17990.00	767.96	2:23	162.98	1.60
DUERO 18090.00	767.85	2:24	161.81	1.48
DUERO 18190.00	767.85	2:24	160.89	0.69
DUERO 18290.00	767.83	2:24	159.74	0.69
DUERO 18390.00	767.80	2:25	158.45	2.08
DUERO 18490.00	767.79	2:25	157.23	0.59
DUERO 18590.00	767.75	2:25	156.21	0.77
DUERO 18690.00	767.72	2:26	155.29	0.71
DUERO 18790.00	767.69	2:26	154.28	0.62
DUERO 18890.00	767.65	2:27	153.26	0.80
DUERO 18997.60	767.62	2:27	152.36	0.65
DUERO 19090.00	767.60	2:27	151.76	0.62
DUERO 19190.00	767.57	2:28	150.98	0.62
DUERO 19290.00	767.49	2:29	150.29	1.12
DUERO 19390.00	767.47	2:30	149.62	0.79
DUERO 19490.00	767.36	2:31	148.92	1.31
DUERO 19585.70	767.26	2:32	148.37	1.35
DUERO 19690.00	767.17	2:33	147.58	1.43
<b>DUERO 19710.00 (Confluencia Río Gromejón)</b>	767.14	2:34	148.45	1.51
DUERO 19790.00	767.00	2:35	148.00	1.59
DUERO 19890.00	767.02	2:35	147.50	0.35
DUERO 19990.00	766.99	2:36	146.97	0.61
DUERO 20090.00	766.94	2:36	146.47	0.75
DUERO 20190.00	766.87	2:37	146.04	0.92
DUERO 20290.00	766.75	2:38	145.70	1.30
DUERO 20390.00	766.57	2:39	145.39	1.68
DUERO 20490.00	766.47	2:40	144.89	1.21
DUERO 20590.00	766.27	2:43	144.42	1.71
DUERO 20690.00	766.27	2:42	144.01	0.55
DUERO 20790.00	766.17	2:43	143.66	1.17
DUERO 20890.00	766.10	2:44	143.36	0.90
DUERO 20990.00	765.91	2:46	143.06	1.62
DUERO 21090.00	765.90	2:47	142.68	0.49
DUERO 21190.00	765.83	2:48	142.25	0.98
DUERO 21290.00	765.71	2:49	141.88	1.04
DUERO 21390.00	765.53	2:52	141.59	1.50
DUERO 21490.00	765.50	2:52	141.29	0.70
DUERO 21590.00	765.44	2:53	140.97	0.84
DUERO 21690.00	765.39	2:54	140.69	0.79
DUERO 21782.60	765.35	2:55	140.41	0.70
DUERO 21890.00	765.29	2:55	140.11	0.75
DUERO 21986.50	765.23	2:56	139.89	0.83
DUERO 22090.00	765.14	2:57	139.64	0.98
DUERO 22190.00	765.02	2:59	139.40	1.19
DUERO 22290.00	764.95	2:59	139.12	0.84
DUERO 22405.70	764.84	3:01	138.69	1.04
DUERO 22490.00	764.78	3:02	138.31	0.80
DUERO 22590.00	764.69	3:03	137.81	0.93
DUERO 22690.00	764.59	3:04	137.28	1.04
DUERO 22790.00	764.49	3:05	136.84	1.05
DUERO 22890.00	764.32	3:09	136.50	1.66
DUERO 22990.00	764.26	3:10	136.13	0.96
DUERO 23090.00	764.15	3:11	135.74	2.70
DUERO 23190.00	764.13	3:11	135.37	6.79
DUERO 23290.00	764.06	3:12	134.94	1.13
DUERO 23390.00	764.05	3:12	134.43	0.39

# ESCENARIO DE ROTURA SIN AVENIDA (H1)

SECCION	Nivel máx (m)	Tiempo de pico	Q máx (m3/s)	V máx (m/s)
DUERO 23490.00	763.98	3:13	134.07	1.59
DUERO 23590.00	763.83	3:14	133.78	1.53
DUERO 23690.00	763.47	3:16	133.51	3.24
DUERO 23790.00	763.44	3:18	133.10	0.78
DUERO 23890.00	763.39	3:18	132.51	0.89
DUERO 23990.00	763.22	3:19	131.97	2.11
DUERO 24090.00	763.03	3:21	131.63	1.77
DUERO 24190.00	763.01	3:22	131.22	0.68
DUERO 24290.00	762.96	3:22	130.83	0.86
DUERO 24390.00	762.88	3:23	130.54	0.97
DUERO 24490.00	762.82	3:24	130.23	0.79
DUERO 24590.00	762.77	3:24	129.91	0.73
DUERO 24690.00	762.68	3:25	129.67	1.04
DUERO 24790.00	762.63	3:25	129.47	0.64
DUERO 24890.00	762.47	3:26	129.33	1.80
DUERO 24990.00	762.25	3:28	129.21	1.58
DUERO 25090.00	761.91	3:31	129.09	2.41
DUERO 25190.00	761.83	3:33	128.94	1.93
DUERO 25290.00	761.82	3:33	128.74	1.33
DUERO 25390.00	761.80	3:34	128.46	0.93
DUERO 25490.00	761.70	3:34	128.18	1.40
DUERO 25590.00	761.61	3:36	127.97	1.51
DUERO 25690.00	761.41	3:38	127.80	2.25
DUERO 25790.00	761.31	3:40	127.63	1.94
DUERO 25883.70	761.36	3:40	205.07	2.51
<b>DUERO 25890.00 (Confluencia Río Rianza)</b>	761.37	3:39	206.14	1.46
DUERO 25990.00	761.35	3:40	127.89	0.67
DUERO 26090.00	761.31	3:40	127.64	0.87
DUERO 26190.00	761.20	3:41	127.39	1.53
DUERO 26290.00	761.23	3:41	127.14	0.71
DUERO 26390.00	761.19	3:41	126.91	0.89
DUERO 26490.00	761.19	3:41	126.69	0.59
DUERO 26590.00	761.14	3:41	126.53	1.00
DUERO 26690.00	761.12	3:42	126.41	0.92
DUERO 26761.70	761.13	3:41	126.32	0.56
<b>DUERO 26774 (Puente N°6)</b>			126.31	0.66
DUERO 26786.40	761.12	3:41	126.30	0.56
DUERO 26885.00	761.03	3:41	126.26	1.67
ARANDILLA 0.00	789.78	0:00	1.00	1.06
ARANDILLA 100.00	788.32	0:00	1.00	0.54
ARANDILLA 200.00	788.05	0:00	1.00	0.79
ARANDILLA 300.00	787.89	0:00	1.00	0.12
ARANDILLA 400.00	787.88	0:00	1.00	0.26
ARANDILLA 500.00	787.78	0:08	1.00	0.16
ARANDILLA 600.00	787.75	0:07	1.00	0.45
ARANDILLA 700.00	787.68	1:50	1.00	0.10
ARANDILLA 800.00	787.66	0:00	1.00	0.52
ARANDILLA 900.00	787.62	0:07	1.01	0.09
ARANDILLA 1000.00	787.60	1:47	1.01	0.27
ARANDILLA 1100.00	787.46	0:08	1.06	0.58
ARANDILLA 1300.00	787.07	0:23	4.93	1.02
ARANDILLA 1400.00	787.07	0:22	8.16	0.05
ARANDILLA 1500.00	787.07	0:22	11.55	0.16
ARANDILLA 1644.00	787.07	0:22	14.56	0.02
BAÑUELOS 0.00	798.83	0:00	1.00	0.58
BAÑUELOS 100.00	796.69	0:00	1.34	0.55
BAÑUELOS 200.00	794.56	0:00	1.34	0.34
BAÑUELOS 300.00	794.30	0:01	1.02	0.84
BAÑUELOS 400.00	793.30	0:00	1.15	0.35
BAÑUELOS 500.00	792.93	0:00	1.11	1.12
BAÑUELOS 600.00	792.04	0:00	1.08	1.76
BAÑUELOS 700.00	787.55	0:01	1.06	0.86

# ESCENARIO DE ROTURA SIN AVENIDA (H1)

SECCION	Nivel máx (m)	Tiempo de pico	Q máx (m3/s)	V máx (m/s)
BANUELOS 800.00	786.93	0:24	1.06	1.56
BANUELOS 900.00	786.90	0:23	1.88	1.08
BANUELOS 1000.00	786.89	0:23	3.60	0.21
BANUELOS 1093.94	786.89	0:23	6.43	2.67
BANUELOS 1227.00	786.89	0:23	9.47	0.01
GROMEJON 0.00	773.15	0:03	1.00	1.12
GROMEJON 200.00	771.52	0:00	1.03	0.18
GROMEJON 300.00	771.33	0:03	1.00	0.07
GROMEJON 400.00	771.33	0:00	1.00	0.16
GROMEJON 500.00	771.32	0:00	1.00	0.13
GROMEJON 600.00	771.30	0:00	1.00	1.04
GROMEJON 700.00	770.53	0:00	1.00	0.45
GROMEJON 800.00	769.66	0:00	1.00	0.47
GROMEJON 900.00	769.00	0:00	1.00	0.79
GROMEJON 1088.01	767.14	2:34	1.00	0.01
RIAZA 0.00	765.90	0:00	1.00	0.70
RIAZA 100.00	765.79	0:00	1.00	0.26
RIAZA 200.00	765.72	0:00	1.00	0.94
RIAZA 300.00	764.96	0:00	1.00	0.46
RIAZA 400.00	764.61	0:00	1.00	0.50
RIAZA 500.00	763.96	0:00	1.00	0.56
RIAZA 600.00	762.75	0:00	1.00	0.30
RIAZA 700.00	762.62	0:00	1.00	0.40
RIAZA 800.00	762.17	3:07	1.00	0.54
RIAZA 900.00	761.84	3:40	1.00	0.31
RIAZA 1000.00	761.77	3:40	1.00	0.29
RIAZA 1100.00	761.69	3:40	1.02	7.53
RIAZA 1184.23	761.37	3:39	1.03	0.02

## ESCENARIO DE ROTURA CON AVENIDA (H2)

# ESCENARIO DE ROTURA CON AVENIDA (H2)

SECCION	Nivel máx (m)	Tiempo de pico	Q máx (m3/s)	V máx (m/s)
Embalse Virgen de las Viñas	795.79	0:04	635.00	2.22
Presa Virgen de las Viñas			1,790.64	8.78
DUERO 0.00	791.90	0:17	1,789.66	4.06
DUERO 90.00	791.68	0:17	1,759.76	4.22
DUERO 190.00	791.51	0:20	1,733.51	4.15
DUERO 390.00	791.54	0:20	1,667.57	2.54
DUERO 490.00	791.42	0:21	1,625.27	2.70
DUERO 590.00	791.32	0:21	1,588.06	2.69
DUERO 690.00	791.16	0:23	1,564.00	3.00
DUERO 790.00	790.75	0:24	1,546.22	5.65
DUERO 890.00	790.94	0:23	1,521.70	2.36
DUERO 990.00	790.81	0:24	1,493.88	2.62
DUERO 1090.00	790.66	0:25	1,482.17	2.85
DUERO 1190.00	790.61	0:25	1,471.31	2.48
DUERO 1290.00	790.55	0:25	1,455.36	2.32
DUERO 1390.00	790.39	0:25	1,434.79	2.65
DUERO 1490.00	790.24	0:26	1,417.09	2.93
DUERO 1590.00	790.15	0:28	1,400.22	2.83
DUERO 1690.00	789.96	0:29	1,384.46	3.28
DUERO 1790.00	789.91	0:29	1,371.99	2.86
DUERO 1890.00	789.86	0:29	1,359.58	2.63
DUERO 1973.28 (Inicio municipio de Aranda de Duero)	789.70	0:31	1,348.04	3.16
DUERO 2014.24	789.83	0:30	1,341.02	1.91
DUERO 2130.00 (Confluencia Río Arandilla)	789.82	0:30	1,251.98	1.43
DUERO 2190.00	789.81	0:30	1,239.91	1.30
DUERO 2298.79	789.66	0:30	1,222.42	2.12
DUERO 2324 (Puente Nº 2)			1,220.37	3.29
DUERO 2349.19	789.50	0:31	1,219.10	2.18
DUERO 2390.00	789.54	0:30	1,216.53	1.73
DUERO 2490.00	789.45	0:31	1,208.58	2.11
DUERO 2550.00 (Confluencia Río Bañuelos)	789.51	0:31	1,219.46	1.16
DUERO 2590.00	789.51	0:31	1,217.98	1.10
DUERO 2690.00	789.31	0:31	1,214.14	2.33
DUERO 2800.97	789.11	0:31	1,210.85	2.60
DUERO 2822 (Puente Nº 3)			1,210.38	4.48
DUERO 2842.05	788.78	0:32	1,209.91	2.64
DUERO 2890.00	788.85	0:32	1,208.80	1.98
DUERO 2979.36	788.33	0:33	1,206.76	4.35
DUERO 3000 (Puente Nº 4)			1,206.34	4.78
DUERO 3023.11	787.82	0:38	1,205.78	4.78
DUERO 3090.00	787.69	0:41	1,203.71	4.40
DUERO 3190.00	787.72	0:41	1,200.14	3.03
DUERO 3290.00 (Fin del municipio de Aranda de Duero)	787.79	0:41	1,196.10	1.97
DUERO 3335.46 (Aguas arriba Presa de los Redondos)	787.86	0:40	1,192.52	1.13
DUERO 3381.91	787.70	0:42	1,184.77	0.86
DUERO 3590.00	787.50	0:43	1,161.10	2.48
DUERO 3690.00	787.52	0:43	1,154.14	1.81
DUERO 3790.00	787.42	0:43	1,146.73	1.99
DUERO 3890.00	787.22	0:45	1,140.91	2.66
DUERO 3990.00	787.17	0:45	1,135.72	2.32
DUERO 4090.00	787.13	0:46	1,130.53	2.13
DUERO 4190.00	787.12	0:46	1,124.57	1.75
DUERO 4290.00	787.09	0:46	1,117.45	1.51
DUERO 4390.00	787.07	0:46	1,108.79	1.41
DUERO 4490.00	786.95	0:47	1,102.23	1.90
DUERO 4590.00	786.94	0:47	1,097.12	1.64
DUERO 4690.00	786.83	0:48	1,091.99	1.96
DUERO 4790.00	786.67	0:49	1,088.44	2.48

# ESCENARIO DE ROTURA CON AVENIDA (H2)

SECCION	Nivel máx (m)	Tiempo de pico	Q máx (m3/s)	V máx (m/s)
DUERO 4890.00	786.51	0:50	1,085.46	2.70
DUERO 4990.00	786.43	0:51	1,082.38	2.54
DUERO 5090.00	786.38	0:52	1,078.91	2.33
DUERO 5190.00	786.27	0:53	1,075.25	2.40
DUERO 5290.00	786.17	0:54	1,071.67	2.43
DUERO 5390.00	786.10	0:54	1,067.89	2.28
DUERO 5490.00	786.05	0:54	1,063.40	2.09
DUERO 5590.00	786.05	0:54	1,058.04	1.68
DUERO 5690.00	785.91	0:55	1,053.22	2.19
DUERO 5789.07	785.90	0:55	1,049.02	1.82
DUERO 5888.45	785.59	0:58	1,045.26	3.25
DUERO 6011.66	785.52	0:59	1,040.76	2.86
DUERO 6083.10	785.66	0:58	1,037.39	1.48
DUERO 6190.00	785.51	0:59	1,032.44	2.13
DUERO 6290.00	785.54	0:58	1,026.86	1.52
DUERO 6390.00	785.50	0:59	1,020.89	1.49
DUERO 6490.00	785.39	0:59	1,016.20	1.87
DUERO 6590.00	785.41	0:59	1,011.90	1.34
DUERO 6690.00	785.38	0:59	1,007.65	1.28
DUERO 6790.00	785.35	1:00	1,003.39	1.27
DUERO 6890.00	785.25	1:00	1,000.08	1.71
DUERO 6990.00	785.11	1:01	997.69	2.13
DUERO 7090.00	784.97	1:02	995.58	2.39
DUERO 7190.00	784.81	1:03	993.81	2.58
DUERO 7290.00	784.66	1:04	992.09	2.68
DUERO 7390.00	784.64	1:04	990.09	2.19
DUERO 7490.00	784.48	1:05	988.16	2.49
DUERO 7590.00	784.43	1:05	986.35	2.18
DUERO 7690.00	784.29	1:06	984.14	2.34
DUERO 7790.00	784.25	1:06	981.76	2.04
DUERO 7890.00	784.21	1:06	979.19	1.79
DUERO 7990.00	784.11	1:07	976.46	1.97
DUERO 8090.00	784.04	1:07	973.33	1.86
DUERO 8190.00	784.01	1:07	970.38	1.54
DUERO 8290.00	784.00	1:07	967.73	1.27
DUERO 8390.00	783.75	1:08	965.18	2.66
DUERO 8490.00	783.83	1:08	963.01	1.39
DUERO 8590.00	783.78	1:08	961.14	1.39
DUERO 8690.00	783.72	1:08	959.43	1.48
DUERO 8790.00	783.61	1:09	958.09	1.76
DUERO 8890.00	783.60	1:09	957.02	1.40
DUERO 8990.00	783.56	1:09	955.90	1.38
DUERO 9090.00	783.53	1:09	954.99	1.23
DUERO 9190.00	783.40	1:09	954.39	1.78
DUERO 9290.00	783.27	1:09	954.03	2.03
DUERO 9390.00	783.06	1:09	953.83	2.56
DUERO 9490.00	782.89	1:10	953.66	2.67
DUERO 9590.00	782.68	1:10	953.52	2.83
DUERO 9690.00	782.64	1:10	953.40	2.35
DUERO 9790.00	782.56	1:10	953.30	2.12
DUERO 9890.00	782.47	1:10	953.23	2.04
DUERO 9990.00	782.19	1:10	953.19	2.78
DUERO 10090.00	782.10	1:10	953.17	2.46
<b>DUERO 10149.90 (Aguas arriba Presa de la Recorva)</b>	782.07	1:10	953.16	2.23
DUERO 10193.90	780.17	1:23	952.85	2.30
DUERO 10290.00	779.96	1:24	951.63	2.64
DUERO 10390.00	779.87	1:25	950.23	2.23
DUERO 10490.00	779.84	1:25	948.53	1.74
DUERO 10590.00	779.72	1:26	946.80	1.99
DUERO 10690.00	779.67	1:27	945.10	1.72
DUERO 10790.00	779.61	1:27	943.22	1.58
DUERO 10890.00	779.49	1:28	941.58	1.84

# ESCENARIO DE ROTURA CON AVENIDA (H2)

SECCION	Nivel máx (m)	Tiempo de pico	Q máx (m3/s)	V máx (m/s)
DUERO 10990.00	779.39	1:28	940.35	1.86
DUERO 11090.00	779.27	1:29	939.28	1.99
DUERO 11190.00	779.21	1:30	938.08	1.81
DUERO 11290.00	779.11	1:30	936.06	1.77
DUERO 11390.00	778.96	1:31	934.29	2.01
DUERO 11490.00	778.83	1:32	932.97	2.04
DUERO 11590.00	778.68	1:33	931.74	2.16
DUERO 11690.00	778.54	1:34	930.82	2.22
DUERO 11790.00	778.49	1:34	929.78	1.91
DUERO 11890.00	778.28	1:36	928.81	2.36
DUERO 11990.00	778.09	1:37	927.89	2.52
DUERO 12190.00	777.90	1:39	925.77	2.03
DUERO 12290.00	777.71	1:40	924.70	2.34
DUERO 12390.00	777.67	1:40	923.48	1.88
DUERO 12490.00	777.63	1:41	922.15	1.65
DUERO 12590.00	777.46	1:42	921.01	2.19
DUERO 12690.00	777.46	1:42	919.76	1.64
DUERO 12790.00	777.32	1:43	918.37	2.00
DUERO 12890.00	777.22	1:44	917.20	1.96
DUERO 12990.00	777.05	1:45	916.16	2.33
DUERO 13090.00	777.06	1:45	914.99	1.70
DUERO 13190.00	776.76	1:48	913.89	2.87
DUERO 13290.00	776.77	1:48	912.84	2.10
DUERO 13390.00	776.56	1:50	911.70	2.55
DUERO 13490.00	776.54	1:50	910.41	1.91
DUERO 13590.00	776.52	1:50	908.63	1.51
DUERO 13690.00	776.44	1:50	906.96	1.64
DUERO 13790.00	776.38	1:51	905.76	1.67
DUERO 13890.00	776.37	1:51	904.47	1.37
DUERO 13990.00	776.32	1:52	903.06	1.38
DUERO 14090.00	776.19	1:52	901.90	1.87
DUERO 14190.00	776.14	1:53	900.67	1.72
DUERO 14290.00	776.12	1:53	899.24	1.45
DUERO 14390.00	775.95	1:54	897.96	2.16
DUERO 14490.00	775.94	1:54	896.75	1.69
DUERO 14590.00	775.78	1:56	895.79	2.10
DUERO 14690.00	775.64	1:57	895.08	2.31
DUERO 14790.00	775.63	1:57	894.39	1.86
DUERO 14890.00	775.49	1:58	893.74	2.18
DUERO 14990.00	775.33	2:00	892.98	2.43
DUERO 15090.00	775.26	2:01	892.31	2.19
DUERO 15190.00	775.26	2:01	891.58	1.78
DUERO 15290.00	775.19	2:02	890.73	1.79
DUERO 15390.00	775.12	2:02	889.87	1.76
DUERO 15490.00	775.00	2:04	889.04	2.02
DUERO 15590.00	774.93	2:05	888.31	1.98
DUERO 15690.00	774.93	2:04	887.59	1.60
DUERO 15790.00	774.93	2:04	886.62	1.22
DUERO 15890.00	774.84	2:06	885.51	1.70
DUERO 15990.00	774.72	2:07	884.42	2.13
DUERO 16090.00	774.46	2:10	883.17	3.05
DUERO 16190.00	774.55	2:09	881.97	1.46
DUERO 16290.00	774.40	2:11	881.19	2.08
DUERO 16390.00	774.38	2:11	880.49	1.80
DUERO 16490.00	774.25	2:12	879.64	2.13
DUERO 16590.00	774.18	2:13	878.82	2.00
DUERO 16690.00	774.12	2:14	878.11	1.92
DUERO 16790.00	773.98	2:16	877.51	2.27
DUERO 16890.00	773.96	2:16	876.81	1.91
DUERO 16990.00	773.90	2:17	875.90	1.87
DUERO 17090.00	773.83	2:18	874.72	1.81
DUERO 17190.00	773.71	2:20	873.66	2.07
DUERO 17290.00	773.62	2:21	872.90	2.06



# ESCENARIO DE ROTURA CON AVENIDA (H2)

SECCION	Nivel máx (m)	Tiempo de pico	Q máx (m3/s)	V máx (m/s)
DUERO 17390.00	773.55	2:22	872.00	1.97
DUERO 17490.00	773.52	2:22	870.82	1.71
DUERO 17590.00	773.45	2:23	869.48	1.69
DUERO 17690.00	773.24	2:26	868.36	2.56
DUERO 17790.00	773.30	2:26	867.22	1.61
DUERO 17890.00	773.34	2:25	865.84	0.91
DUERO 17990.00	773.28	2:25	864.41	1.26
DUERO 18090.00	773.14	2:28	863.27	2.01
DUERO 18190.00	773.14	2:27	862.45	1.52
DUERO 18290.00	773.09	2:28	861.53	1.56
DUERO 18390.00	773.11	2:28	860.30	1.07
DUERO 18490.00	773.05	2:28	859.09	1.35
DUERO 18590.00	772.93	2:30	858.13	1.80
DUERO 18690.00	772.87	2:31	857.25	1.68
DUERO 18790.00	772.84	2:31	856.29	1.47
DUERO 18890.00	772.70	2:33	855.31	1.94
DUERO 18997.60	772.68	2:33	854.36	1.59
DUERO 19090.00	772.63	2:34	853.55	1.53
DUERO 19190.00	772.56	2:35	852.49	1.56
DUERO 19290.00	772.38	2:37	851.38	2.48
DUERO 19390.00	772.30	2:38	850.28	2.00
DUERO 19490.00	772.08	2:41	849.25	2.54
DUERO 19585.70	772.16	2:40	848.23	1.58
DUERO 19690.00	772.20	2:39	846.92	0.84
<b>DUERO 19710.00 (Confluencia Río Gromejón)</b>	772.19	2:39	869.35	0.91
DUERO 19790.00	772.14	2:39	868.49	1.27
DUERO 19890.00	772.15	2:39	867.62	0.86
DUERO 19990.00	772.05	2:40	866.86	1.51
DUERO 20090.00	771.91	2:41	866.13	1.87
DUERO 20190.00	771.72	2:43	865.46	2.32
DUERO 20290.00	771.53	2:45	864.84	2.58
DUERO 20390.00	771.57	2:45	864.16	1.75
DUERO 20490.00	771.63	2:44	863.18	0.84
DUERO 20590.00	771.58	2:45	862.13	1.10
DUERO 20690.00	771.53	2:45	861.28	1.20
DUERO 20790.00	771.28	2:47	860.67	2.61
DUERO 20890.00	771.26	2:48	860.21	1.99
DUERO 20990.00	771.21	2:48	859.72	1.68
DUERO 21090.00	771.23	2:48	859.17	1.04
DUERO 21190.00	771.04	2:49	858.67	2.14
DUERO 21290.00	770.87	2:51	858.27	2.27
DUERO 21390.00	770.55	2:54	857.68	3.03
DUERO 21490.00	770.70	2:53	857.07	1.50
DUERO 21590.00	770.61	2:54	856.71	1.73
DUERO 21690.00	770.54	2:54	856.37	1.70
DUERO 21782.60	770.51	2:53	856.01	1.49
DUERO 21890.00	770.43	2:54	855.65	1.60
DUERO 21986.50	770.34	2:55	855.37	1.76
DUERO 22090.00	770.18	2:56	855.07	2.11
DUERO 22190.00	769.97	2:57	854.79	2.54
DUERO 22290.00	770.00	2:57	854.51	1.73
DUERO 22405.70	769.80	2:59	854.16	2.17
DUERO 22490.00	769.79	2:59	853.91	1.72
DUERO 22590.00	769.63	3:00	853.59	2.03
DUERO 22690.00	769.46	3:01	853.31	2.24
DUERO 22790.00	769.33	3:02	853.06	2.24
DUERO 22890.00	769.14	3:04	852.81	2.51
DUERO 22990.00	769.12	3:05	852.52	1.93
DUERO 23090.00	769.07	3:05	852.23	1.72
DUERO 23190.00	769.08	3:05	851.93	1.27
DUERO 23290.00	768.95	3:06	851.57	1.81
DUERO 23390.00	769.01	3:06	851.15	0.81

# ESCENARIO DE ROTURA CON AVENIDA (H2)

SECCION	Nivel máx (m)	Tiempo de pico	Q máx (m3/s)	V máx (m/s)
DUERO 23490.00	768.90	3:06	850.79	1.61
DUERO 23590.00	768.81	3:07	850.48	1.73
DUERO 23690.00	768.79	3:07	850.16	1.46
DUERO 23790.00	768.76	3:08	849.87	1.33
DUERO 23890.00	768.67	3:08	849.59	1.56
DUERO 23990.00	768.46	3:10	849.32	2.34
DUERO 24090.00	768.32	3:11	849.07	2.37
DUERO 24190.00	768.41	3:10	848.76	1.20
DUERO 24290.00	768.31	3:11	848.44	1.56
DUERO 24390.00	768.19	3:11	848.18	1.81
DUERO 24490.00	768.15	3:12	847.90	1.54
DUERO 24590.00	768.09	3:12	847.59	1.48
DUERO 24690.00	767.88	3:14	847.34	2.19
DUERO 24790.00	767.91	3:13	847.11	1.38
DUERO 24890.00	767.74	3:15	846.88	2.04
DUERO 24990.00	767.61	3:15	846.69	2.12
DUERO 25090.00	767.50	3:16	846.51	2.09
DUERO 25190.00	767.36	3:17	846.33	2.21
DUERO 25290.00	767.14	3:19	846.13	2.63
DUERO 25390.00	767.10	3:19	845.88	1.98
DUERO 25490.00	766.91	3:21	845.58	2.50
DUERO 25590.00	766.86	3:21	845.31	1.99
DUERO 25690.00	766.73	3:22	845.02	2.16
DUERO 25790.00	766.46	3:24	844.80	2.69
DUERO 25883.70	766.62	3:22	844.54	0.90
<b>DUERO 25890.00 (Confluencia Río Rianza)</b>	766.58	3:23	868.44	1.34
DUERO 25990.00	766.51	3:23	868.33	1.45
DUERO 26090.00	766.35	3:23	868.23	1.94
DUERO 26190.00	766.28	3:24	868.13	1.85
DUERO 26290.00	766.21	3:24	868.05	1.66
DUERO 26390.00	766.03	3:24	867.99	2.11
DUERO 26490.00	766.05	3:24	867.94	1.43
DUERO 26590.00	765.78	3:24	867.91	2.55
DUERO 26690.00	765.70	3:24	867.89	2.29
DUERO 26761.70	765.80	3:24	867.88	1.28
<b>DUERO 26774 (Puente N°6)</b>			867.87	1.77
DUERO 26786.40	765.77	3:24	867.87	1.14
DUERO 26885.00	765.68	3:24	867.87	1.69
ARANDILLA 0.00	790.59	0:29	25.00	2.99
ARANDILLA 100.00	790.02	0:29	26.46	1.32
ARANDILLA 200.00	790.00	0:30	28.32	0.91
ARANDILLA 300.00	789.97	0:28	29.38	0.97
ARANDILLA 400.00	789.97	0:29	30.15	0.54
ARANDILLA 500.00	789.94	0:29	30.59	1.22
ARANDILLA 600.00	789.90	0:27	31.00	1.58
ARANDILLA 700.00	789.89	0:28	31.95	0.66
ARANDILLA 800.00	789.87	0:28	33.58	2.35
ARANDILLA 900.00	789.86	0:28	35.85	0.43
ARANDILLA 1000.00	789.85	0:28	37.26	1.22
ARANDILLA 1100.00	789.84	0:29	39.57	2.03
ARANDILLA 1300.00	789.83	0:30	68.97	1.43
ARANDILLA 1400.00	789.83	0:30	99.53	0.57
ARANDILLA 1500.00	789.82	0:30	119.71	0.53
ARANDILLA 1644.00	789.82	0:30	135.84	0.19
BAÑUELOS 0.00	799.35	0:00	25.00	2.60
BAÑUELOS 100.00	797.18	0:00	25.00	2.04
BAÑUELOS 200.00	795.41	0:00	25.00	1.14
BAÑUELOS 300.00	795.09	0:00	25.00	2.84
BAÑUELOS 400.00	793.99	0:00	25.00	1.31
BAÑUELOS 500.00	793.54	0:00	25.01	2.64
BAÑUELOS 600.00	792.34	0:06	25.13	3.74
BAÑUELOS 700.00	789.52	0:31	25.54	2.68

## ESCENARIO DE ROTURA CON AVENIDA (H2)

SECCION	Nivel máx (m)	Tiempo de pico	Q máx (m3/s)	V máx (m/s)
BANUELOS 800.00	789.52	0:31	26.67	1.89
BANUELOS 900.00	789.51	0:31	34.21	1.18
BANUELOS 1000.00	789.51	0:31	47.07	0.40
BANUELOS 1093.94	789.51	0:31	61.82	0.99
BANUELOS 1227.00	789.51	0:31	76.68	0.10
GROMEJON 0.00	773.52	2:36	25.00	1.87
GROMEJON 200.00	772.41	2:41	25.08	0.46
GROMEJON 300.00	772.39	2:41	25.14	0.49
GROMEJON 400.00	772.33	2:41	25.20	1.13
GROMEJON 500.00	772.29	2:41	25.28	0.09
GROMEJON 600.00	772.24	2:40	25.38	1.38
GROMEJON 700.00	772.19	2:39	25.47	1.11
GROMEJON 800.00	772.19	2:39	25.66	0.72
GROMEJON 900.00	772.19	2:39	26.23	0.32
GROMEJON 1088.01	772.19	2:39	27.08	0.02
RIAZA 0.00	766.79	3:24	25.00	2.00
RIAZA 100.00	766.70	3:24	25.08	0.71
RIAZA 200.00	766.60	3:24	25.20	1.89
RIAZA 300.00	766.59	3:24	25.38	0.39
RIAZA 400.00	766.59	3:23	25.62	0.40
RIAZA 500.00	766.58	3:23	25.87	0.62
RIAZA 600.00	766.57	3:22	26.07	0.45
RIAZA 700.00	766.58	3:22	26.28	0.30
RIAZA 800.00	766.58	3:23	26.56	0.16
RIAZA 900.00	766.58	3:23	27.03	0.13
RIAZA 1000.00	766.58	3:22	27.74	0.09
RIAZA 1100.00	766.58	3:22	28.27	0.17
RIAZA 1184.23	766.58	3:23	28.40	0.05

## ESCENARIO DE ROTURA DE COMPUERTAS (A1)

**ESCENARIO DE ROTURA DE COMPUERTAS (A1)**

<b>SECCION</b>	<b>Nivel máx (m)</b>	<b>Tiempo de pico</b>	<b>Q máx (m3/s)</b>	<b>V máx (m/s)</b>
<b>Embalse Virgen de las Viñas</b>	792.30	0:00	25.00	0.54
<b>Presa Virgen de las Viñas</b>			195.88	4.12
DUERO 0.00	785.79	0:10	194.87	2.74
DUERO 90.00	785.73	0:11	199.91	1.47
DUERO 190.00	785.49	0:11	196.18	2.35
DUERO 390.00	785.40	0:27	179.41	1.34
DUERO 490.00	785.38	0:27	180.50	0.87
DUERO 590.00	785.35	0:28	179.56	0.84
DUERO 690.00	785.32	0:29	178.68	0.91
DUERO 790.00	785.20	0:30	177.77	2.08
DUERO 890.00	785.22	0:30	176.58	0.71
DUERO 990.00	785.20	0:30	174.74	0.78
DUERO 1090.00	785.18	0:31	172.57	0.84
DUERO 1190.00	785.17	0:31	170.64	0.72
DUERO 1290.00	785.15	0:31	168.28	0.68
DUERO 1390.00	785.13	0:32	165.88	0.75
DUERO 1490.00	785.11	0:32	163.79	0.80
DUERO 1590.00	785.10	0:33	161.30	0.75
DUERO 1690.00	785.08	0:33	158.99	0.83
DUERO 1790.00	785.06	0:33	156.53	0.72
DUERO 1890.00	785.05	0:34	152.18	0.63
<b>DUERO 1973.28 (Inicio municipio de Aranda de Duero)</b>	785.04	0:34	146.25	0.72
DUERO 2014.24	785.04	0:34	154.95	0.47
<b>DUERO 2130.00 (Confluencia Río Arandilla)</b>	785.04	0:34	138.00	0.36
DUERO 2190.00	785.04	0:34	126.18	0.31
DUERO 2298.79	785.03	0:34	125.50	0.55
<b>DUERO 2324 (Puente Nº 2)</b>			125.22	5.06
DUERO 2349.19	785.11	0:56	124.70	0.52
DUERO 2390.00	785.02	0:34	124.27	0.38
DUERO 2490.00	784.96	0:35	124.00	1.06
<b>DUERO 2550.00 (Confluencia Río Bañuelos)</b>	784.99	0:34	124.76	0.24
DUERO 2590.00	784.99	0:34	124.67	0.23
DUERO 2690.00	784.98	0:34	124.48	0.46
DUERO 2800.97	784.96	0:35	124.37	0.49
<b>DUERO 2822 (Puente Nº 3)</b>	0.00	0:00	124.36	0.92
DUERO 2842.05	784.94	0:35	124.34	0.48
DUERO 2890.00	784.94	0:35	124.31	0.37
DUERO 2979.36	784.89	0:35	124.26	1.03
<b>DUERO 3000 (Puente Nº 4)</b>			124.25	1.02
DUERO 3023.11	784.85	0:35	124.25	0.98
DUERO 3090.00	784.83	0:35	124.23	0.88
DUERO 3190.00	784.84	0:35	124.20	0.47
<b>DUERO 3290.00 (Fin del municipio de Aranda de Duero)</b>	784.84	0:35	124.18	0.31
<b>DUERO 3335.46 (Aguas arriba Presa de los Redondos)</b>	784.84	0:36	124.16	0.21
DUERO 3381.91	780.80	0:43	123.82	1.16
DUERO 3590.00	780.40	0:48	122.45	1.48
DUERO 3690.00	780.34	0:49	122.00	1.07
DUERO 3790.00	780.27	0:50	121.46	1.16
DUERO 3890.00	780.17	0:52	120.92	1.54
DUERO 3990.00	780.12	0:54	120.38	1.33
DUERO 4090.00	780.09	0:55	119.83	1.19
DUERO 4190.00	780.07	0:55	119.27	0.92
DUERO 4290.00	780.06	0:55	118.54	0.77
DUERO 4390.00	780.04	0:56	117.62	0.67
DUERO 4490.00	780.01	0:57	116.88	0.08
DUERO 4590.00	779.98	1:01	116.20	0.72
DUERO 4690.00	779.93	1:05	115.50	0.80
DUERO 4790.00	779.88	1:07	115.02	0.94

# ESCENARIO DE ROTURA DE COMPUERTAS (A1)

SECCION	Nivel máx (m)	Tiempo de pico	Q máx (m3/s)	V máx (m/s)
DUERO 4890.00	779.82	1:09	114.61	0.96
DUERO 4990.00	779.78	1:11	114.16	0.87
DUERO 5090.00	779.75	1:12	113.68	0.78
DUERO 5190.00	779.71	1:14	113.09	0.79
DUERO 5290.00	779.68	1:15	112.50	0.77
DUERO 5390.00	779.66	1:15	111.92	0.70
DUERO 5490.00	779.64	1:16	111.12	0.63
DUERO 5590.00	779.63	1:16	110.05	0.50
DUERO 5690.00	779.61	1:17	109.08	0.63
DUERO 5789.07	779.60	1:17	108.32	0.51
DUERO 5888.45	779.53	1:21	107.62	1.51
DUERO 6011.66	779.46	1:26	106.71	1.50
DUERO 6083.10	779.48	1:24	105.95	0.42
DUERO 6190.00	779.47	1:25	104.92	0.60
DUERO 6290.00	779.46	1:25	103.76	0.43
DUERO 6390.00	779.45	1:25	102.42	0.42
DUERO 6490.00	779.44	1:26	101.18	0.53
DUERO 6590.00	779.43	1:26	99.94	0.39
DUERO 6690.00	779.42	1:26	98.63	0.37
DUERO 6790.00	779.41	1:27	97.21	0.36
DUERO 6890.00	779.40	1:27	95.98	0.49
DUERO 6990.00	779.38	1:28	94.95	0.61
DUERO 7090.00	779.35	1:28	93.96	0.68
DUERO 7190.00	779.32	1:29	93.19	0.73
DUERO 7290.00	779.29	1:30	92.47	0.77
DUERO 7390.00	779.29	1:30	91.60	0.62
DUERO 7490.00	779.27	1:31	90.87	0.68
DUERO 7590.00	779.26	1:31	90.06	0.58
DUERO 7690.00	779.24	1:31	89.73	0.60
DUERO 7790.00	779.22	1:32	89.49	0.51
DUERO 7890.00	779.21	1:33	89.23	0.44
DUERO 7990.00	779.15	1:34	88.98	1.23
DUERO 8090.00	779.04	1:38	88.73	1.41
DUERO 8190.00	779.05	1:37	88.44	0.35
DUERO 8290.00	779.05	1:37	88.10	0.28
DUERO 8390.00	779.03	1:38	87.77	0.56
DUERO 8490.00	779.02	1:39	87.47	0.29
DUERO 8590.00	779.02	1:38	87.16	0.29
DUERO 8690.00	779.01	1:38	86.84	0.30
DUERO 8790.00	779.00	1:38	86.57	0.35
DUERO 8890.00	779.00	1:39	86.33	0.28
DUERO 8990.00	778.99	1:39	86.08	0.27
DUERO 9090.00	778.99	1:39	85.90	0.23
DUERO 9190.00	778.98	1:39	85.77	0.33
DUERO 9290.00	778.97	1:40	85.69	0.37
DUERO 9390.00	778.96	1:40	85.64	0.45
DUERO 9490.00	778.95	1:40	85.60	0.45
DUERO 9590.00	778.94	1:40	85.56	0.47
DUERO 9690.00	778.93	1:40	85.53	0.38
DUERO 9790.00	778.93	1:40	85.51	0.34
DUERO 9890.00	778.92	1:40	85.49	0.32
DUERO 9990.00	778.90	1:40	85.48	0.68
DUERO 10090.00	778.90	1:40	85.47	0.37
<b>DUERO 10149.90 (Aguas arriba Presa de la Recorva)</b>	778.90	1:40	85.47	0.33
DUERO 10193.90	775.15	1:43	85.46	1.00
DUERO 10290.00	775.06	1:44	85.45	1.12
DUERO 10390.00	775.00	1:44	85.43	0.92
DUERO 10490.00	774.97	1:44	85.42	0.69
DUERO 10590.00	774.83	1:44	85.41	1.86
DUERO 10690.00	774.52	1:44	85.41	2.75
DUERO 10790.00	774.11	1:45	85.41	1.90
DUERO 10890.00	773.95	1:46	85.41	1.08

# ESCENARIO DE ROTURA DE COMPUERTAS (A1)

SECCION	Nivel máx (m)	Tiempo de pico	Q máx (m3/s)	V máx (m/s)
DUERO 10990.00	773.82	1:45	85.41	1.16
DUERO 11090.00	773.71	1:46	85.41	0.98
DUERO 11190.00	773.58	1:46	85.40	1.12
DUERO 11290.00	773.43	1:46	85.40	1.10
DUERO 11390.00	773.27	1:46	85.40	1.09
DUERO 11490.00	773.09	1:46	85.40	1.22
DUERO 11590.00	772.85	1:46	85.40	1.38
DUERO 11690.00	772.64	1:47	85.40	1.29
DUERO 11790.00	772.49	1:47	85.40	1.07
DUERO 11890.00	772.32	1:47	85.40	1.31
DUERO 11990.00	772.09	1:48	85.40	1.42
DUERO 12190.00	771.71	1:48	85.40	1.17
DUERO 12290.00	771.51	1:48	85.40	1.33
DUERO 12390.00	771.41	1:49	85.40	0.93
DUERO 12490.00	771.36	1:50	85.40	0.75
DUERO 12590.00	771.29	1:49	85.40	3.57
DUERO 12690.00	770.80	1:50	85.39	0.92
DUERO 12790.00	770.68	1:51	85.39	1.07
DUERO 12890.00	770.58	1:51	85.38	1.01
DUERO 12990.00	770.47	1:52	85.38	1.13
DUERO 13090.00	770.42	1:52	85.38	0.79
DUERO 13190.00	770.31	1:52	85.37	1.26
DUERO 13290.00	770.27	1:52	85.37	0.85
DUERO 13390.00	770.21	1:52	85.36	4.94
DUERO 13490.00	769.23	1:54	85.36	1.24
DUERO 13590.00	769.09	1:55	85.35	0.98
DUERO 13690.00	768.96	1:56	85.34	1.03
DUERO 13790.00	768.86	1:58	85.32	1.02
DUERO 13890.00	768.79	1:58	85.30	0.79
DUERO 13990.00	768.74	1:59	85.28	0.76
DUERO 14090.00	768.65	2:00	85.25	1.02
DUERO 14190.00	768.58	2:02	85.22	0.93
DUERO 14290.00	768.53	2:02	85.17	0.76
DUERO 14390.00	768.40	2:02	85.13	2.94
DUERO 14490.00	768.20	2:14	85.08	0.91
DUERO 14590.00	768.11	2:16	85.01	1.10
DUERO 14690.00	768.01	2:20	84.93	1.23
DUERO 14790.00	767.96	2:21	84.83	0.97
DUERO 14890.00	767.89	2:24	84.75	1.13
DUERO 14990.00	767.80	2:28	84.59	1.31
DUERO 15090.00	767.74	2:31	84.38	1.17
DUERO 15190.00	767.71	2:32	84.17	0.93
DUERO 15290.00	767.68	2:33	83.92	0.87
DUERO 15390.00	767.65	2:34	83.64	0.83
DUERO 15490.00	767.62	2:34	83.34	0.89
DUERO 15590.00	767.61	2:34	83.06	0.81
DUERO 15690.00	767.60	2:35	82.71	0.65
DUERO 15790.00	767.59	2:35	82.20	0.49
DUERO 15890.00	767.54	2:36	81.70	1.39
DUERO 15990.00	767.50	2:37	81.26	1.12
DUERO 16090.00	767.42	2:37	80.88	1.62
DUERO 16190.00	767.44	2:37	80.47	0.59
DUERO 16290.00	767.42	2:37	80.20	0.82
DUERO 16390.00	767.40	2:38	80.04	0.70
DUERO 16490.00	767.28	2:39	79.89	2.06
DUERO 16590.00	767.29	2:39	79.75	0.78
DUERO 16690.00	767.26	2:40	79.63	0.73
DUERO 16790.00	767.21	2:42	79.53	0.84
DUERO 16890.00	767.18	2:43	79.39	0.71
DUERO 16990.00	767.15	2:44	79.18	0.68
DUERO 17090.00	767.11	2:45	78.93	0.64
DUERO 17190.00	767.07	2:47	78.70	0.71
DUERO 17290.00	767.03	2:47	78.54	0.69



# ESCENARIO DE ROTURA DE COMPUERTAS (A1)

SECCION	Nivel máx (m)	Tiempo de pico	Q máx (m3/s)	V máx (m/s)
DUERO 17390.00	767.00	2:49	78.35	0.65
DUERO 17490.00	766.97	2:50	78.09	0.55
DUERO 17590.00	766.94	2:51	77.82	0.52
DUERO 17690.00	766.88	2:52	77.61	0.87
DUERO 17790.00	766.82	2:54	77.41	2.07
DUERO 17890.00	766.82	2:54	77.17	0.27
DUERO 17990.00	766.78	2:55	76.89	1.03
DUERO 18090.00	766.69	2:57	76.68	0.95
DUERO 18190.00	766.68	2:57	76.51	0.45
DUERO 18290.00	766.66	2:58	76.29	0.45
DUERO 18390.00	766.62	2:59	76.06	1.76
DUERO 18490.00	766.61	2:59	75.84	0.39
DUERO 18590.00	766.58	3:00	75.66	0.51
DUERO 18690.00	766.56	3:00	75.50	0.47
DUERO 18790.00	766.54	3:00	75.33	0.41
DUERO 18890.00	766.51	3:01	75.17	0.54
DUERO 18997.60	766.49	3:02	75.03	0.44
DUERO 19090.00	766.47	3:02	74.92	0.41
DUERO 19190.00	766.45	3:02	74.79	0.42
DUERO 19290.00	766.40	3:03	74.69	0.76
DUERO 19390.00	766.37	3:03	74.59	0.53
DUERO 19490.00	766.28	3:05	74.50	1.24
DUERO 19585.70	766.19	3:06	74.42	1.08
DUERO 19690.00	766.07	3:07	74.32	1.06
<b>DUERO 19710.00 (Confluencia Río Gromejón)</b>	766.05	3:08	75.30	1.08
DUERO 19790.00	765.94	3:09	75.22	1.12
DUERO 19890.00	765.93	3:09	75.12	0.25
DUERO 19990.00	765.91	3:10	75.03	0.44
DUERO 20090.00	765.88	3:10	74.94	0.54
DUERO 20190.00	765.82	3:10	74.87	0.66
DUERO 20290.00	765.73	3:12	74.81	0.93
DUERO 20390.00	765.59	3:13	74.76	1.21
DUERO 20490.00	765.49	3:14	74.68	0.89
DUERO 20590.00	765.32	3:16	74.60	1.26
DUERO 20690.00	765.30	3:17	74.52	0.41
DUERO 20790.00	765.23	3:18	74.46	0.86
DUERO 20890.00	765.15	3:19	74.40	0.67
DUERO 20990.00	764.99	3:22	74.35	1.21
DUERO 21090.00	764.96	3:23	74.28	0.37
DUERO 21190.00	764.90	3:23	74.21	0.73
DUERO 21290.00	764.79	3:24	74.15	0.79
DUERO 21390.00	764.62	3:26	74.09	1.41
DUERO 21490.00	764.57	3:28	74.01	0.55
DUERO 21590.00	764.51	3:29	73.93	0.74
DUERO 21690.00	764.45	3:31	73.85	0.64
DUERO 21782.60	764.40	3:36	73.75	0.58
DUERO 21890.00	764.34	3:38	73.67	0.64
DUERO 21986.50	764.28	3:38	73.63	0.72
DUERO 22090.00	764.18	3:39	73.57	0.88
DUERO 22190.00	764.05	3:39	73.51	1.14
DUERO 22290.00	763.94	3:40	73.43	0.80
DUERO 22405.70	763.80	3:41	73.30	0.98
DUERO 22490.00	763.72	3:41	73.17	0.76
DUERO 22590.00	763.60	3:41	72.99	0.89
DUERO 22690.00	763.44	3:42	72.75	0.99
DUERO 22790.00	763.27	3:43	72.57	0.98
DUERO 22890.00	763.04	3:44	72.56	1.49
DUERO 22990.00	762.99	3:45	72.53	0.86
DUERO 23090.00	762.80	3:45	72.52	2.34
DUERO 23190.00	762.76	3:46	72.50	0.59
DUERO 23290.00	762.69	3:46	72.48	0.98
DUERO 23390.00	762.69	3:47	72.45	0.34



**ESCENARIO DE ROTURA DE COMPUERTAS (A1)**

SECCION	Nivel máx (m)	Tiempo de pico	Q máx (m3/s)	V máx (m/s)
DUERO 23490.00	762.62	3:47	72.44	1.41
DUERO 23590.00	762.50	3:47	72.43	1.32
DUERO 23690.00	762.27	3:48	72.42	2.65
DUERO 23790.00	762.18	3:49	72.41	0.63
DUERO 23890.00	762.14	3:50	72.39	0.73
DUERO 23990.00	762.00	3:50	72.38	1.67
DUERO 24090.00	761.84	3:52	72.36	1.43
DUERO 24190.00	761.83	3:52	72.34	0.55
DUERO 24290.00	761.79	3:53	72.31	0.69
DUERO 24390.00	761.73	3:54	72.29	0.78
DUERO 24490.00	761.70	3:54	72.26	0.63
DUERO 24590.00	761.67	3:54	72.22	0.58
DUERO 24690.00	761.62	3:55	72.19	0.83
DUERO 24790.00	761.60	3:55	72.17	0.52
DUERO 24890.00	761.51	3:55	72.15	1.44
DUERO 24990.00	761.43	3:56	72.14	1.26
DUERO 25090.00	761.25	3:57	72.13	1.84
DUERO 25190.00	761.15	3:58	72.12	1.48
DUERO 25290.00	761.11	3:58	72.10	1.03
DUERO 25390.00	761.08	3:59	72.09	0.72
DUERO 25490.00	761.00	3:58	72.07	1.08
DUERO 25590.00	760.92	3:59	72.07	1.16
DUERO 25690.00	760.76	4:01	72.14	1.72
DUERO 25790.00	760.65	4:01	73.99	1.54
DUERO 25883.70	760.66	4:15	173.87	2.32
<b>DUERO 25890.00 (Confluencia Río Rianza)</b>	760.72	4:01	175.10	1.33
DUERO 25990.00	760.61	4:15	75.53	0.55
DUERO 26090.00	760.57	4:16	73.02	0.69
DUERO 26190.00	760.48	4:16	72.88	1.21
DUERO 26290.00	760.48	4:17	72.85	0.57
DUERO 26390.00	760.45	4:17	72.83	0.71
DUERO 26490.00	760.44	4:17	72.83	0.46
DUERO 26590.00	760.40	4:18	72.82	0.78
DUERO 26690.00	760.38	4:18	72.81	0.72
DUERO 26761.70	760.39	4:18	72.80	0.44
<b>DUERO 26774 (Puente N°6)</b>			72.80	0.51
DUERO 26786.40	760.38	4:18	72.80	0.45
DUERO 26885.00	760.30	4:18	72.79	1.58
ARANDILLA 0.00	789.78	0:00	1.00	1.06
ARANDILLA 100.00	788.32	0:00	1.00	0.54
ARANDILLA 200.00	788.05	0:00	1.00	0.79
ARANDILLA 300.00	787.89	0:00	1.00	0.12
ARANDILLA 400.00	787.88	0:00	1.00	0.26
ARANDILLA 500.00	787.78	0:08	1.00	0.16
ARANDILLA 600.00	787.75	0:07	1.00	0.45
ARANDILLA 700.00	787.68	2:43	1.00	0.10
ARANDILLA 800.00	787.66	2:48	1.00	0.52
ARANDILLA 900.00	787.62	2:48	1.00	0.09
ARANDILLA 1000.00	787.60	2:41	1.01	0.27
ARANDILLA 1100.00	787.46	0:08	1.03	0.57
ARANDILLA 1300.00	785.04	0:34	1.36	1.02
ARANDILLA 1400.00	785.04	0:34	1.57	0.04
ARANDILLA 1500.00	785.04	0:34	1.91	0.16
ARANDILLA 1644.00	785.04	0:34	2.47	0.01
BAÑUELOS 0.00	798.83	0:00	1.00	0.58
BAÑUELOS 100.00	796.69	0:00	1.34	0.55
BAÑUELOS 200.00	794.56	0:00	1.34	0.34
BAÑUELOS 300.00	794.30	0:01	1.02	0.84
BAÑUELOS 400.00	793.30	0:00	1.15	0.35
BAÑUELOS 500.00	792.93	0:00	1.11	1.12
BAÑUELOS 600.00	792.04	0:00	1.08	1.76
BAÑUELOS 700.00	787.55	0:01	1.06	0.86

# ESCENARIO DE ROTURA DE COMPUERTAS (A1)

SECCION	Nivel máx (m)	Tiempo de pico	Q máx (m3/s)	V máx (m/s)
BANUELOS 800.00	786.88	0:01	1.06	1.49
BANUELOS 900.00	785.46	0:01	1.06	1.08
BANUELOS 1000.00	784.99	0:34	1.14	0.20
BANUELOS 1093.94	784.99	0:34	1.97	2.67
BANUELOS 1227.00	784.99	0:34	3.22	0.01
GROMEJON 0.00	773.15	0:03	1.00	1.12
GROMEJON 200.00	771.52	0:00	1.03	0.18
GROMEJON 300.00	771.33	0:03	1.00	0.07
GROMEJON 400.00	771.33	0:00	1.00	0.16
GROMEJON 500.00	771.32	0:00	1.00	0.13
GROMEJON 600.00	771.30	0:00	1.00	1.04
GROMEJON 700.00	770.53	0:00	1.00	0.45
GROMEJON 800.00	769.66	0:00	1.00	0.47
GROMEJON 900.00	769.00	0:00	1.00	0.79
GROMEJON 1088.01	766.05	3:08	1.00	0.01
RIAZA 0.00	765.90	0:00	1.00	0.70
RIAZA 100.00	765.79	0:00	1.00	0.26
RIAZA 200.00	765.72	0:00	1.00	0.94
RIAZA 300.00	764.96	0:00	1.00	0.46
RIAZA 400.00	764.61	0:00	1.00	0.50
RIAZA 500.00	763.96	0:00	1.00	0.56
RIAZA 600.00	762.75	0:00	1.00	0.30
RIAZA 700.00	762.62	0:00	1.00	0.40
RIAZA 800.00	762.17	0:00	1.00	0.54
RIAZA 900.00	761.83	0:39	1.00	0.31
RIAZA 1000.00	761.76	0:39	1.00	0.29
RIAZA 1100.00	761.65	0:40	1.01	7.53
RIAZA 1184.23	760.72	4:01	1.03	0.02

## RESULTADOS DE ENVOLVENTE EN ESTRUCTURAS DEL CAUCE

ENVOLVENTE ROTURA SECA (H1)				
PUNTO	Nivel max (m)	Q max (m)	V max (m/s)	T pico
Puente N° 1 (PK 1+994)	787.03	672.34	1.69	0:23
Puente N° 2 (PK 2+324)	786.98	572.7	5.5	0:23
Puente N° 3 (PK 2+822)	786.71	525.33	2.68	0:23
Puente N° 4 (PK 3+000)	786.28	523.02	3.02	0:24
Presa Los Redondos (PK 3+350)	786.06	521.75	3.4	0:24
Sección 5+000	781.92	384.54	1.74	0:43
Puente N° 5 (PK 5+950)	781.31	340.39	2.94	0:50
Sección 10+000	779.79	222.89	1.31	1:10
Central La Recorva (PK 10+170)	779.79	222.78	3.31	1:10
Sección 15+000	769.75	191.54	1.83	1:50
Sección 20+000	766.99	146.97	0.61	2:36
Sección 25+000	762.25	129.21	1.58	3:28
Puente N° 6 (PK 26+774)	761.13	126.31	0.66	3:41

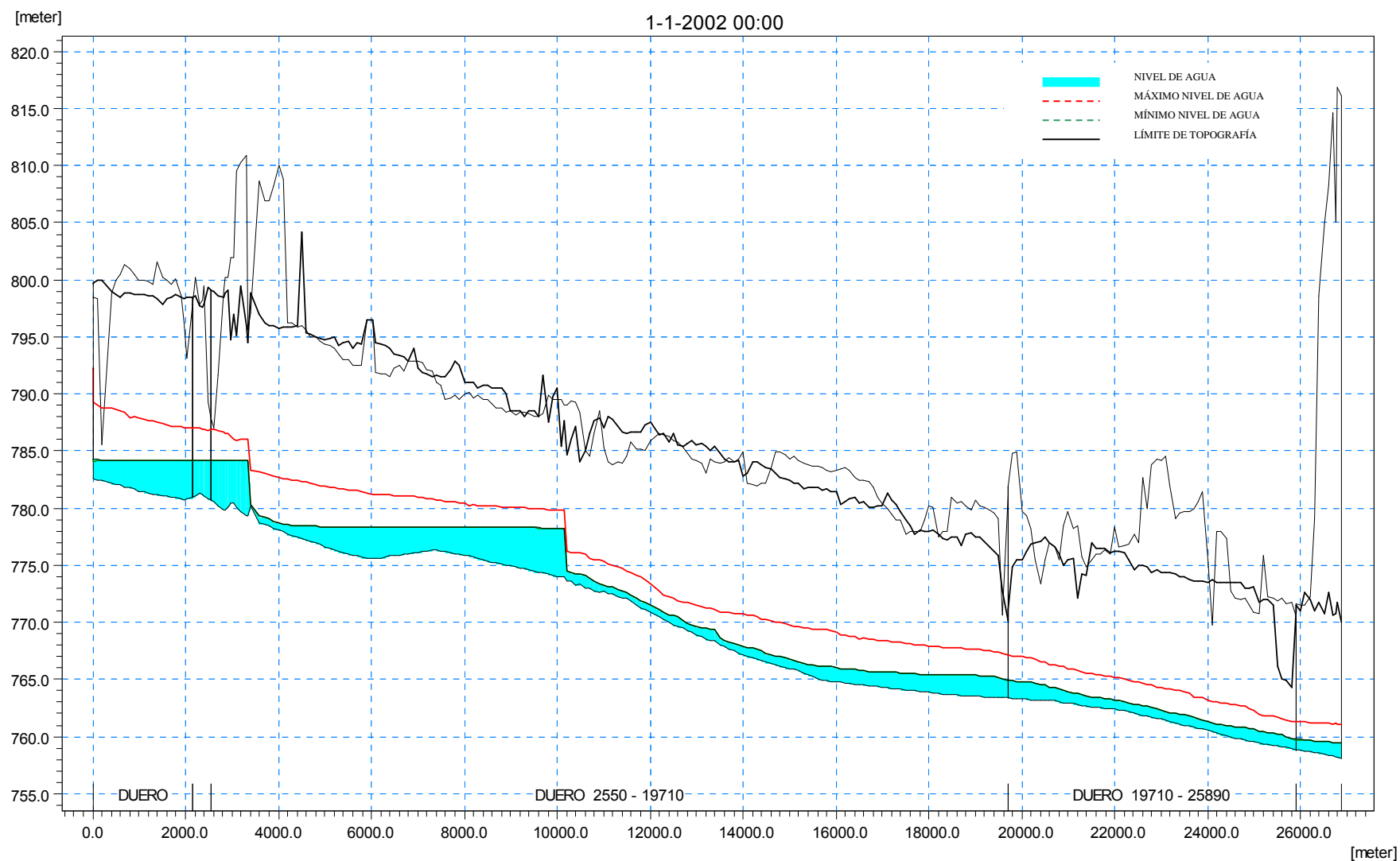
ENVOLVENTE ROTURA CON AVENIDA (H2)				
PUNTO	Nivel max (m)	Q max (m)	V max (m/s)	T pico
Puente N° 1 (PK 1+994)	789.7	1344.94	2.38	0:31
Puente N° 2 (PK 2+324)	789.66	1220.37	3.29	0:30
Puente N° 3 (PK 2+822)	789.11	1210.38	4.48	0:31
Puente N° 4 (PK 3+000)	788.33	1206.34	4.78	0:33
Presa Los Redondos (PK 3+350)	787.86	1194.24	4.29	0:40
Sección 5+000	786.43	1082.38	2.54	0:51
Puente N° 5 (PK 5+950)	785.59	1043.34	3.04	0:58
Sección 10+000	782.19	953.19	2.78	1:10
Central La Recorva (PK 10+170)	782.07	953.16	4.94	1:10
Sección 15+000	775.33	892.98	2.43	2:00
Sección 20+000	772.05	866.86	1.51	2:40
Sección 25+000	767.61	846.69	2.12	3:15
Puente N° 6 (PK 26+774)	765.8	867.87	1.77	3:24

ENVOLVENTE ROTURA DE COMPUERTAS (A1)				
PUNTO	Nivel max (m)	Q max (m)	V max (m/s)	T pico
Puente N° 1 (PK 1+994)	785.04	137.38	0.52	0:34
Puente N° 2 (PK 2+324)	785.03	124.5	0.18	0:34
Puente N° 3 (PK 2+822)	784.96	124.36	0.49	0:35
Puente N° 4 (PK 3+000)	784.89	124.25	1.02	0:35
Presa Los Redondos (PK 3+350)	784.84	124.16	2.32	0:36
Sección 5+000	779.78	114.16	0.87	1:11
Puente N° 5 (PK 5+950)	779.53	107.62	1.51	1:21
Sección 10+000	778.9	85.48	0.68	1:40
Central La Recorva (PK 10+170)	778.9	85.47	2.56	1:40
Sección 15+000	767.8	84.59	1.31	2:28
Sección 20+000	765.91	75.03	0.44	3:10
Sección 25+000	761.43	72.14	1.26	3:56
Puente N° 6 (PK 26+774)	760.39	72.8	0.51	4:18

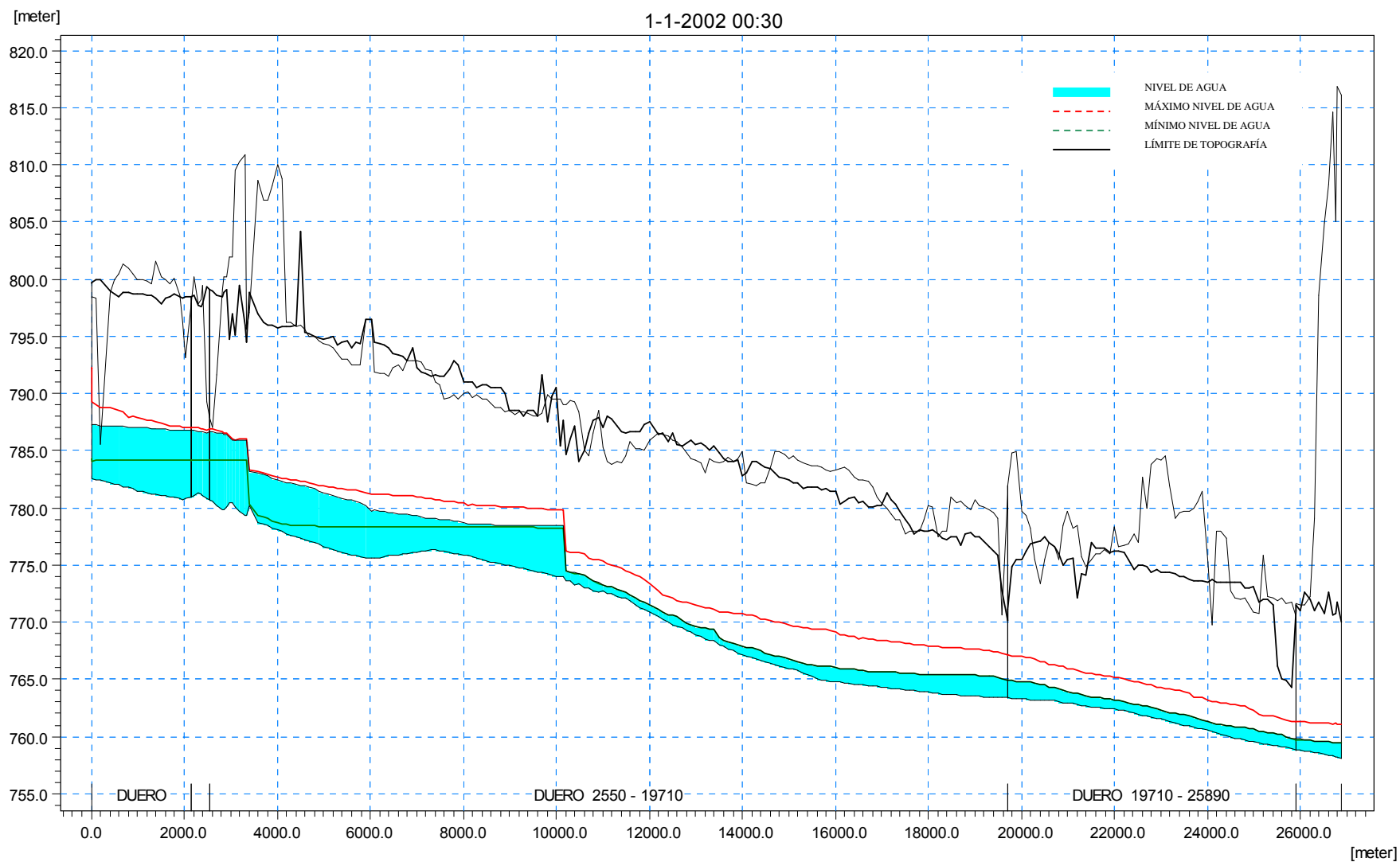
### APÉNDICE 3

### RESULTADOS GRÁFICOS

## ESCENARIO DE ROTURA SIN AVENIDA (H1)

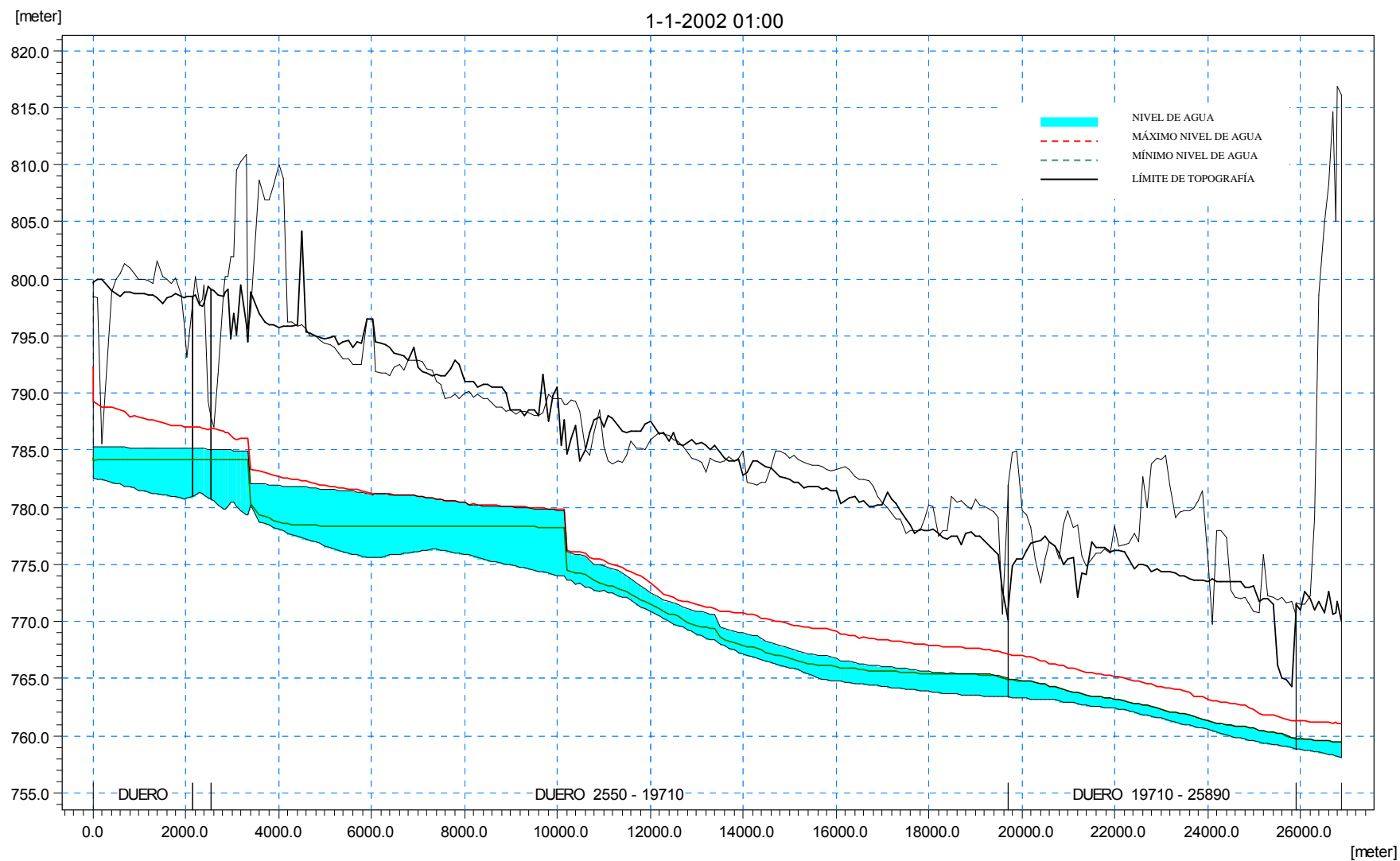


Situación inicial

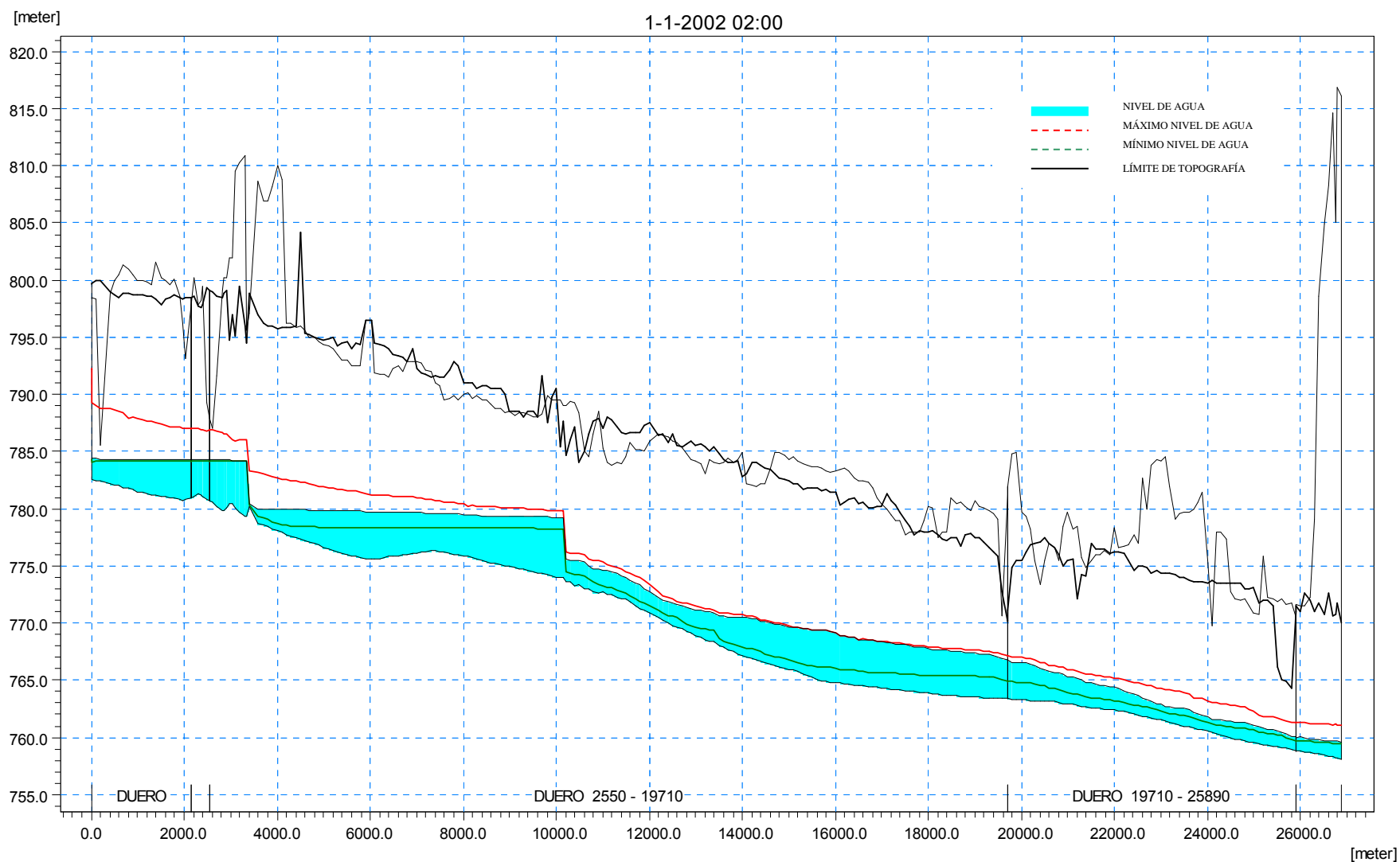


Situación media hora tras inicio de rotura

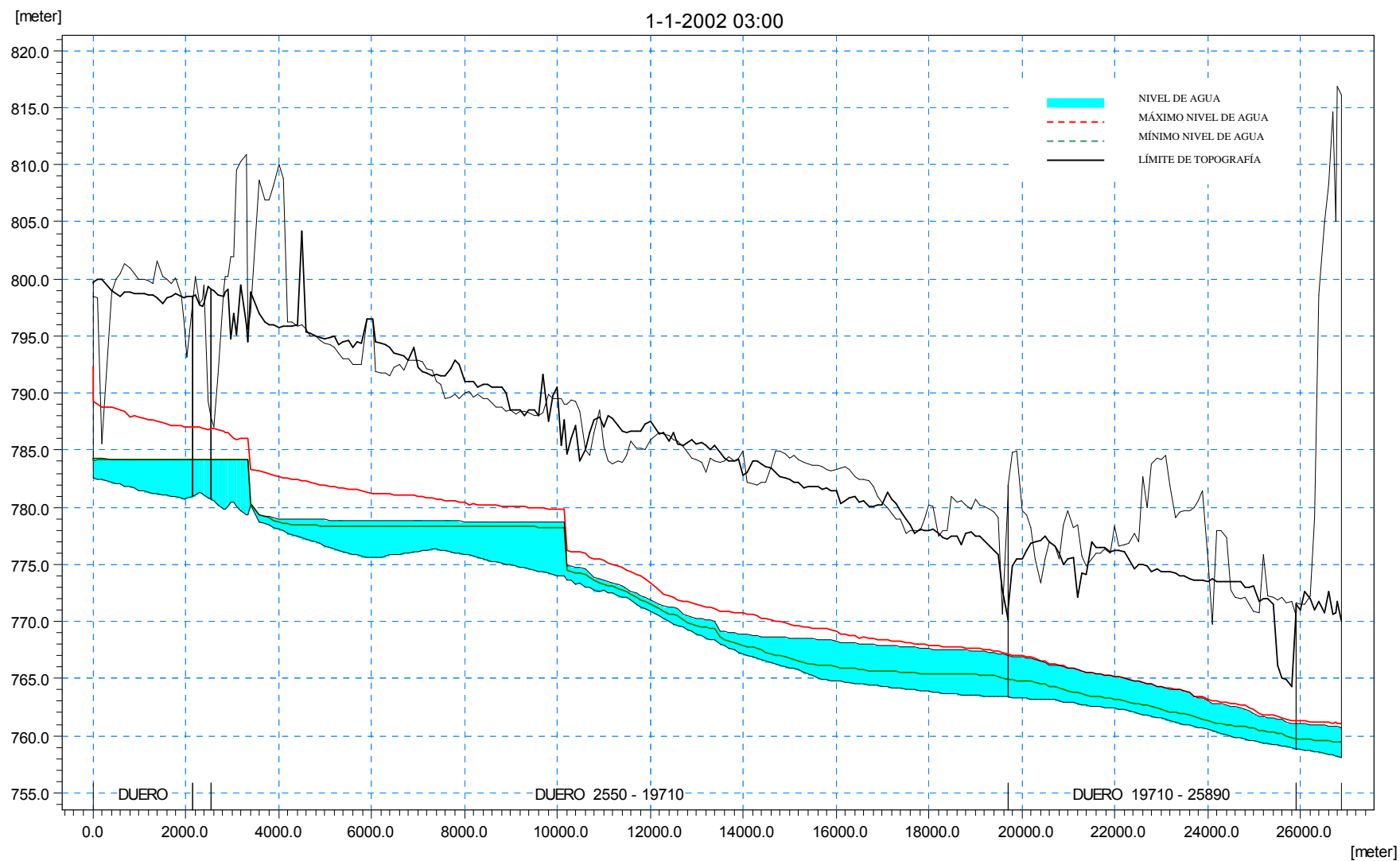




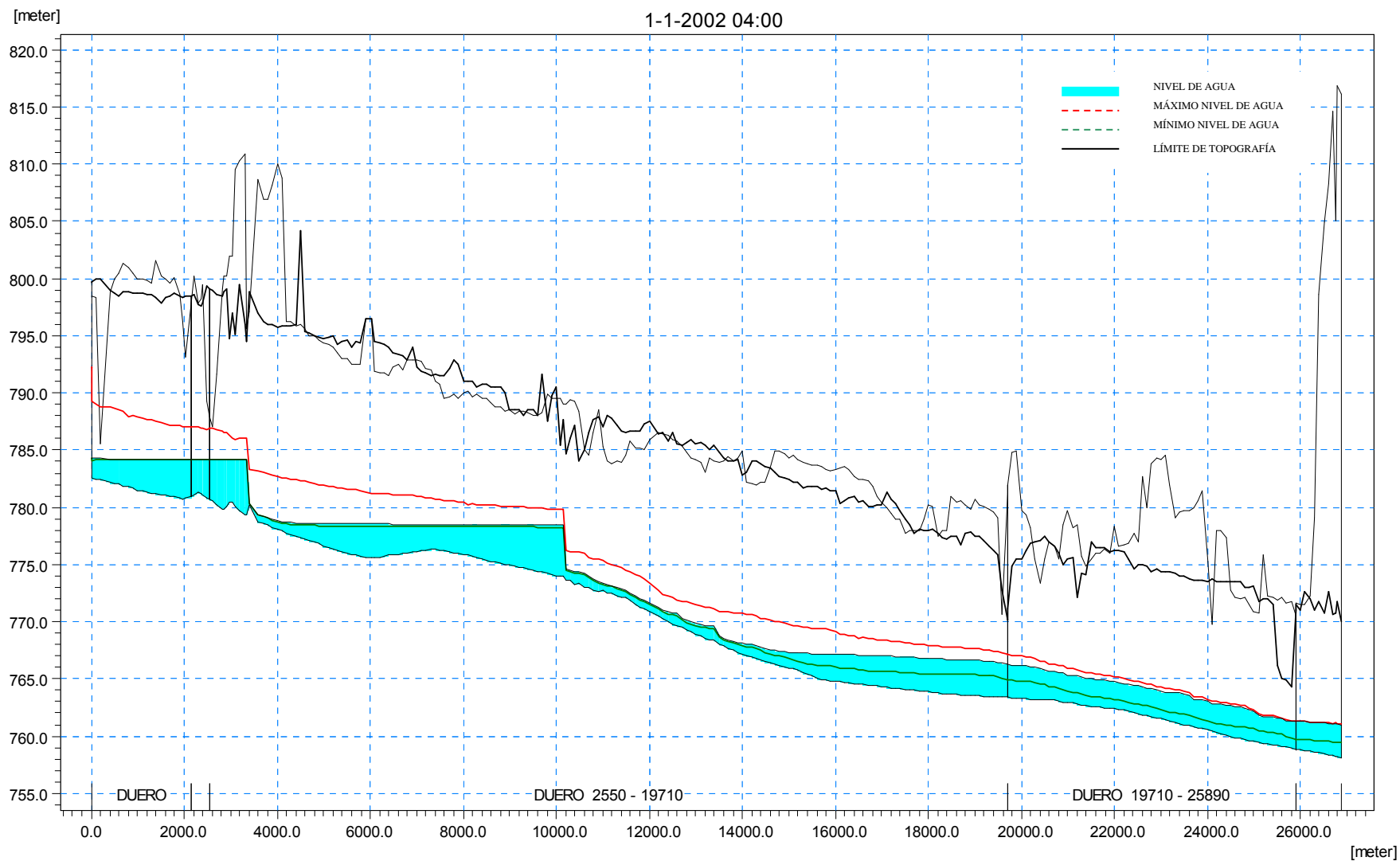
Situación 1 h tras inicio de rotura

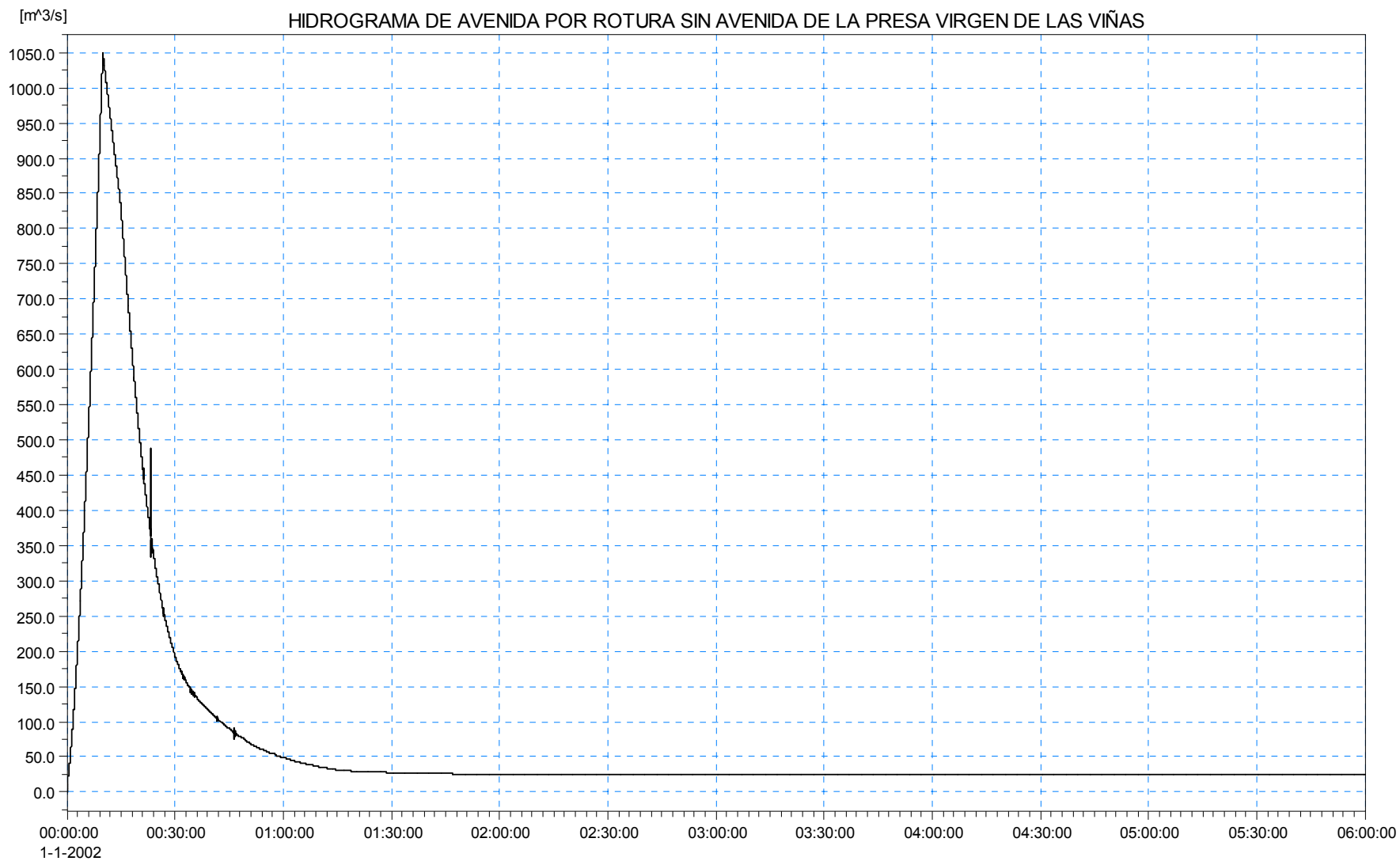


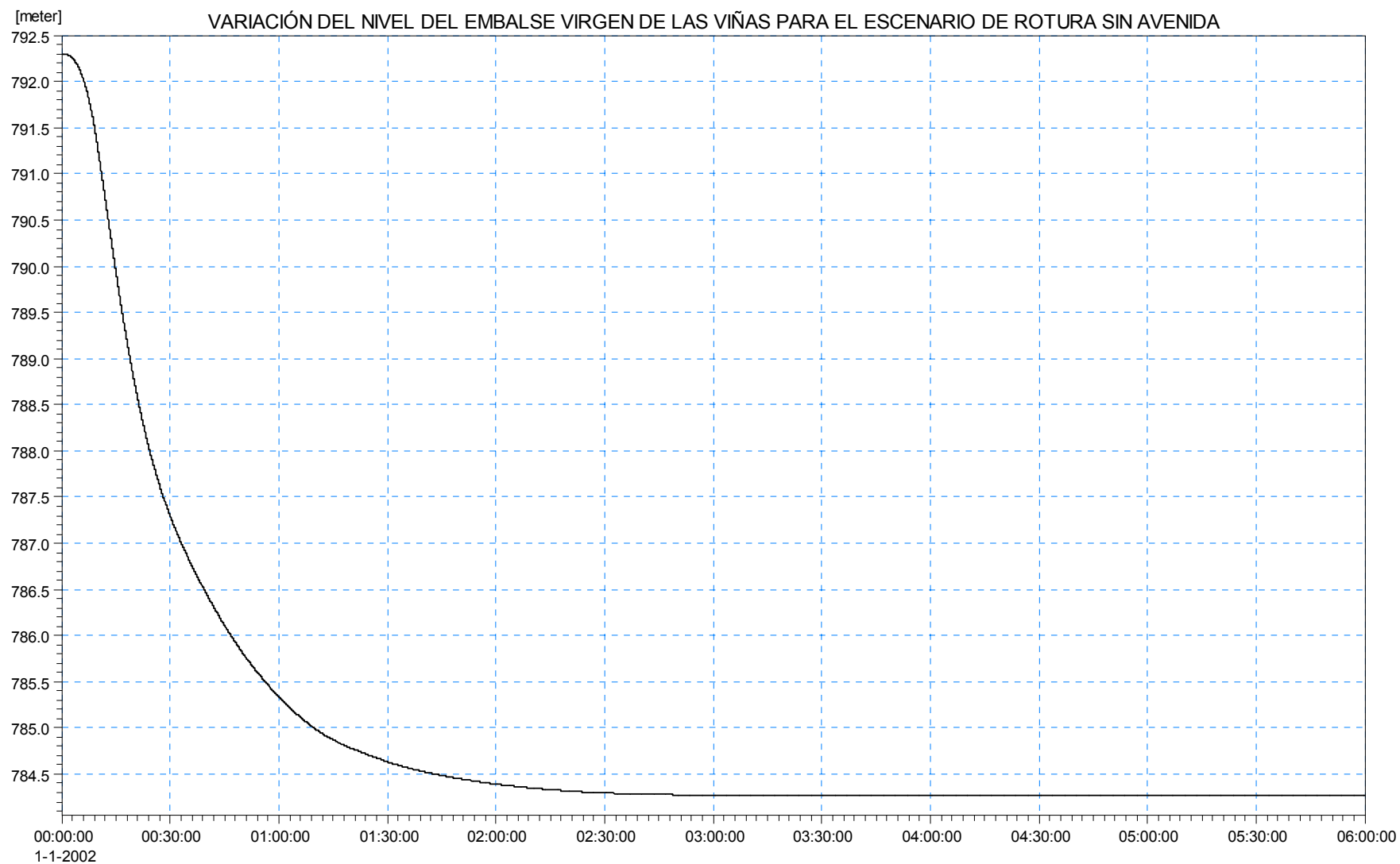
Situación 2 h tras inicio de rotura

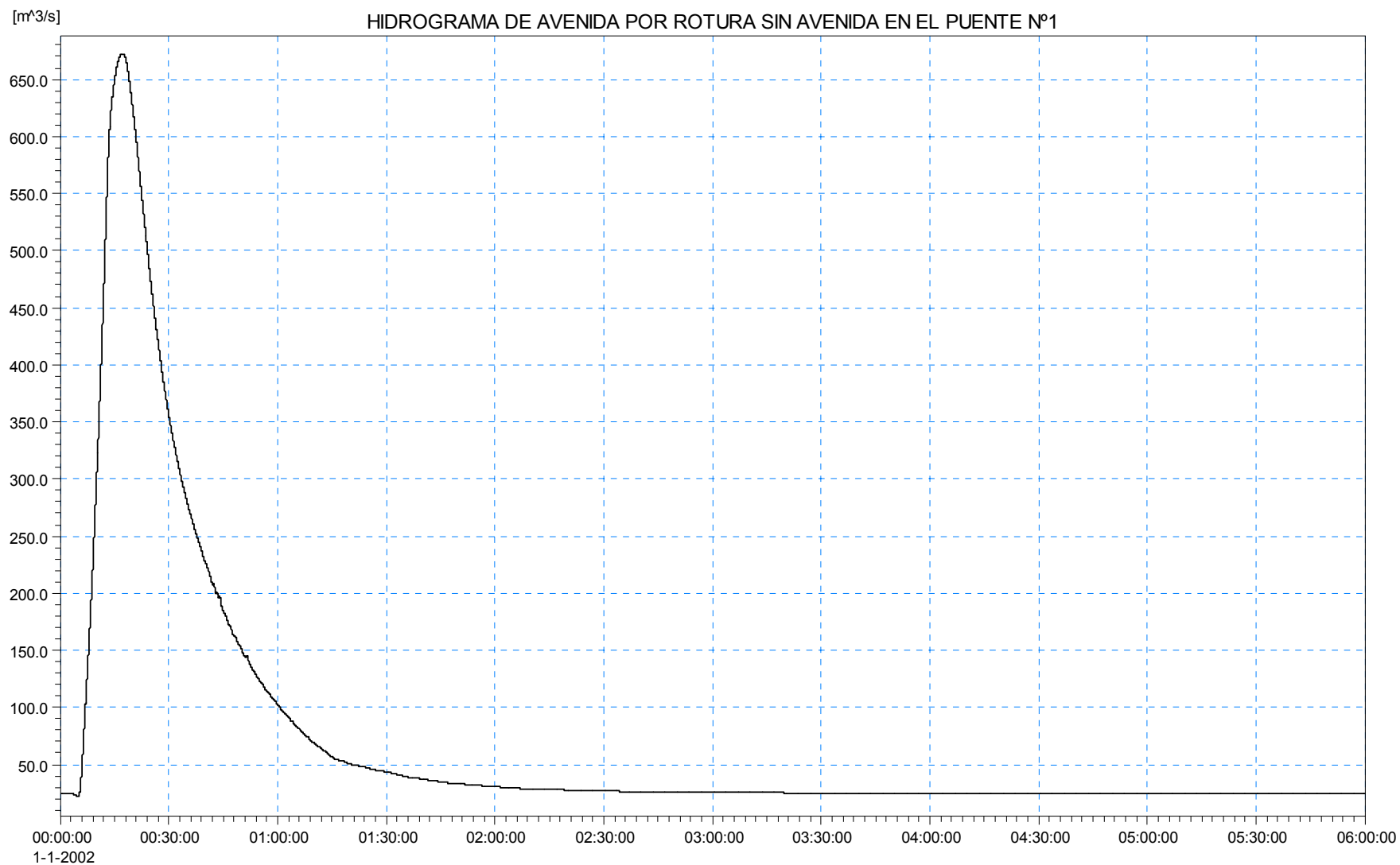


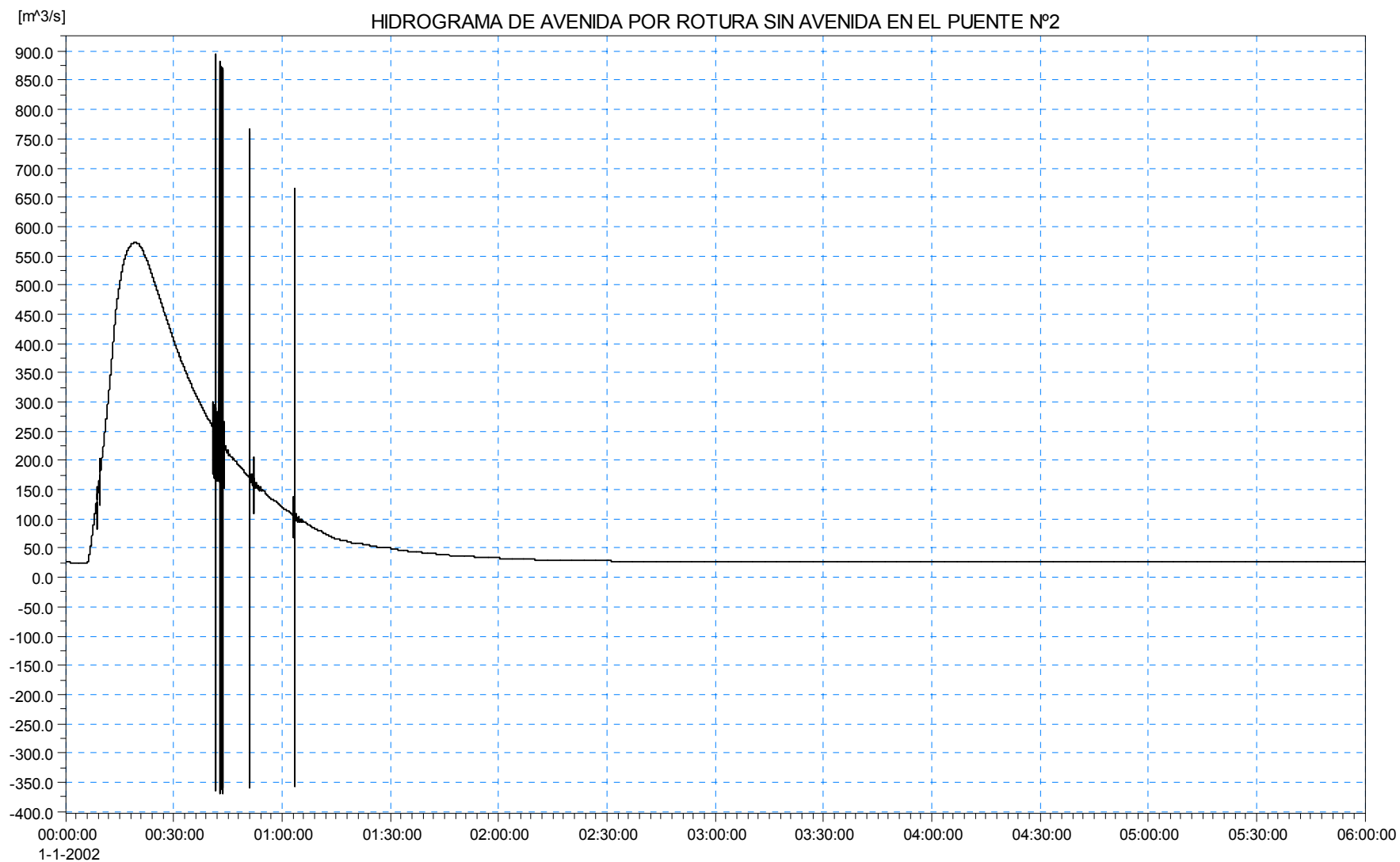
Situación 3 h tras inicio de rotura



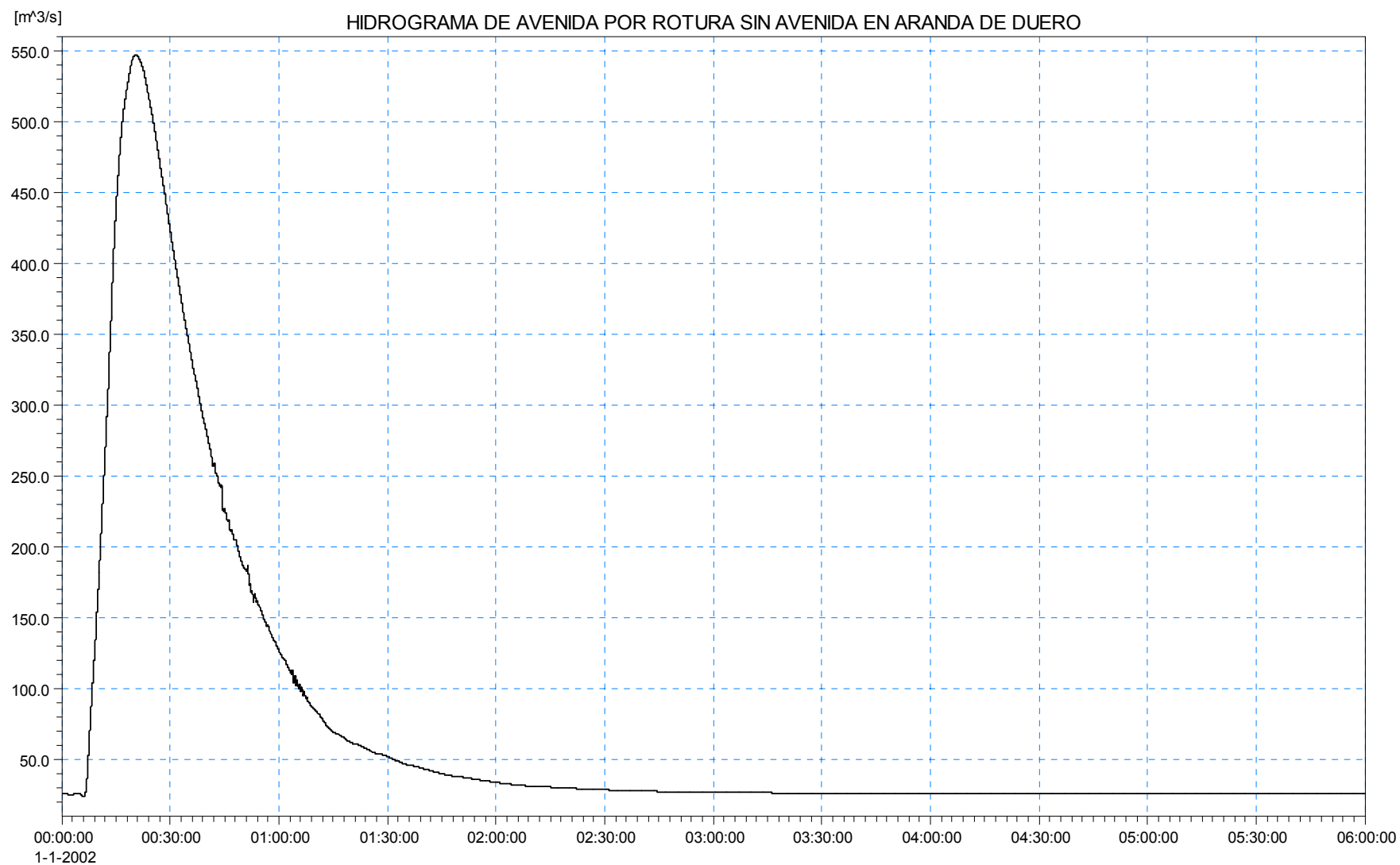


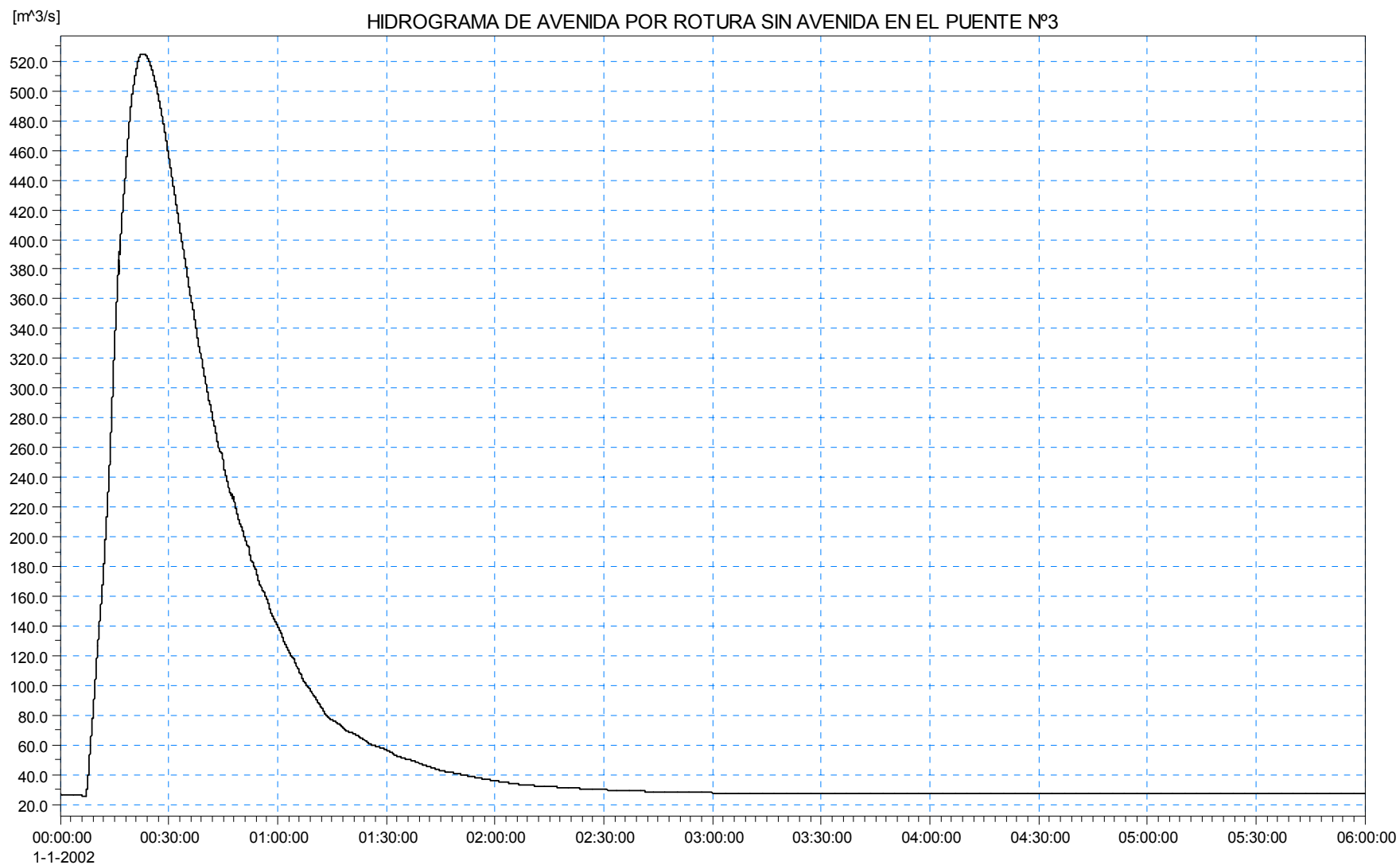


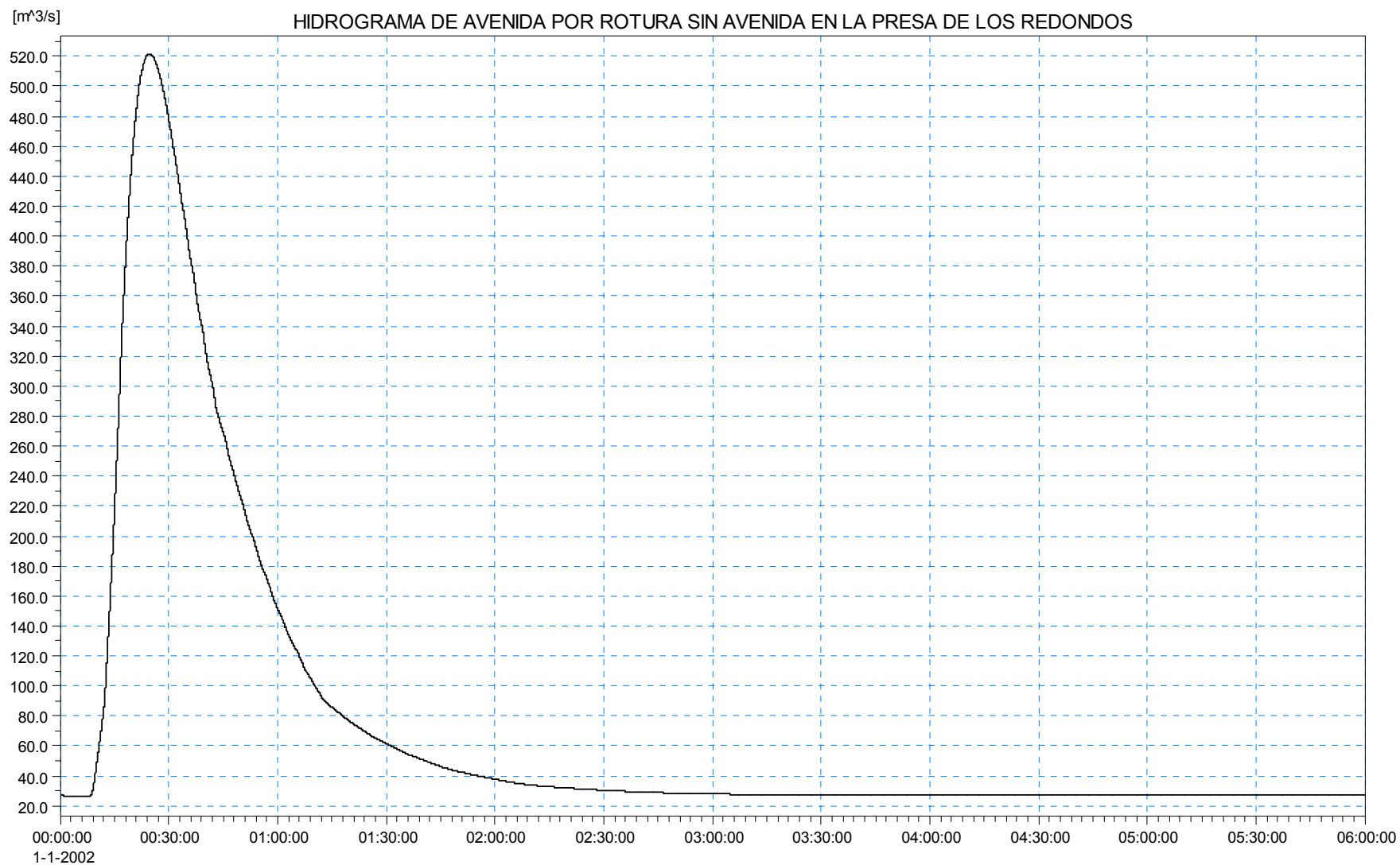


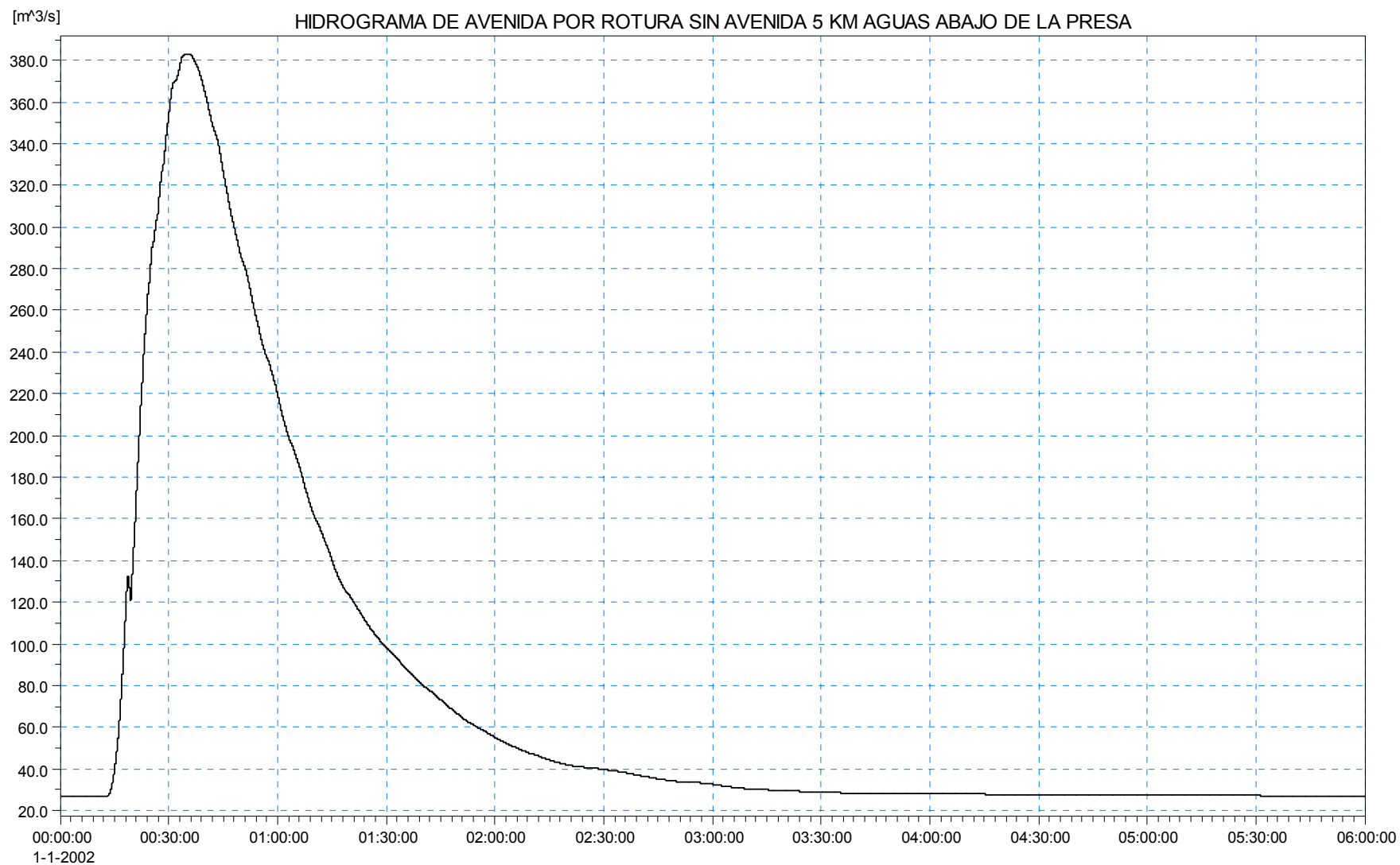


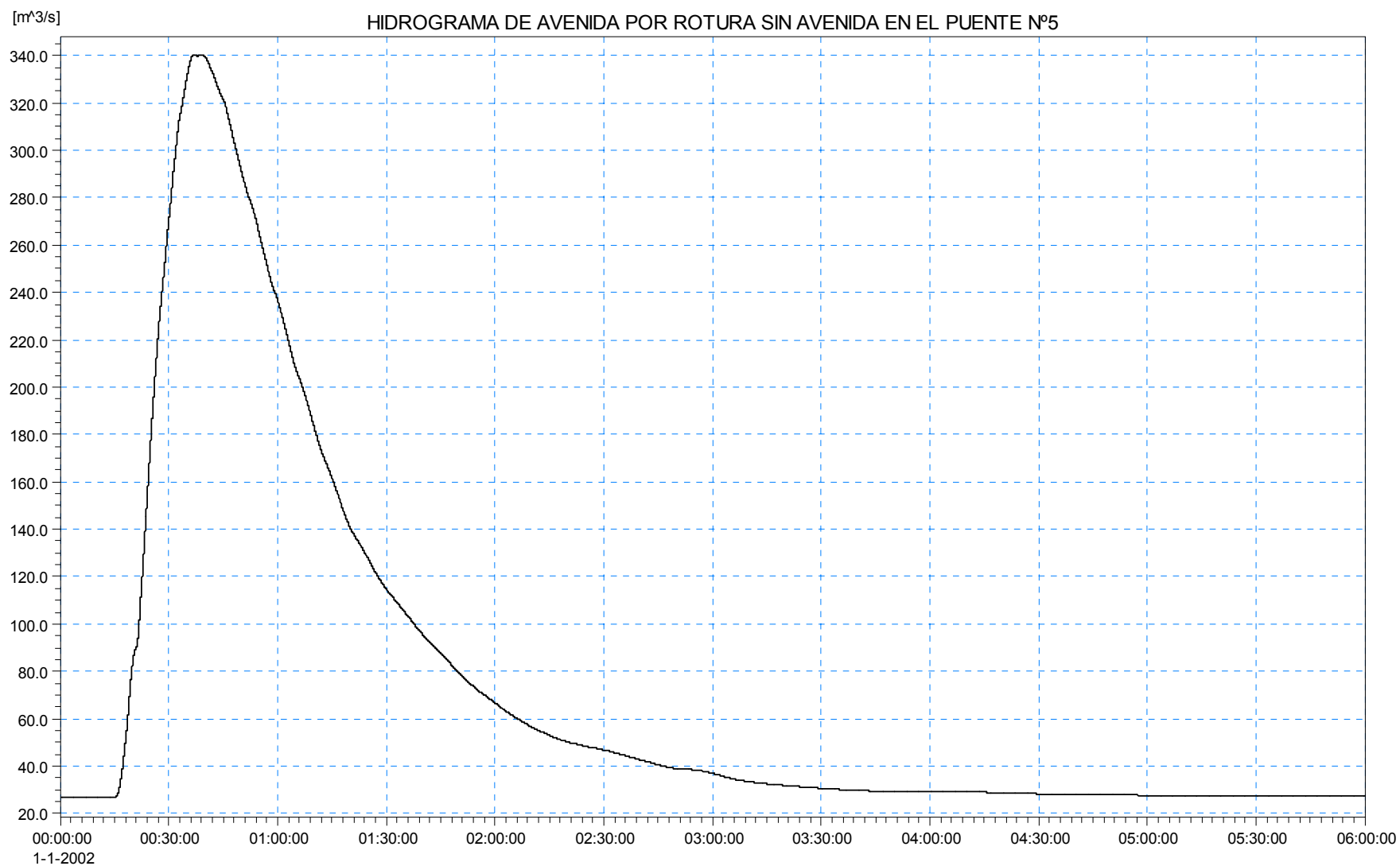


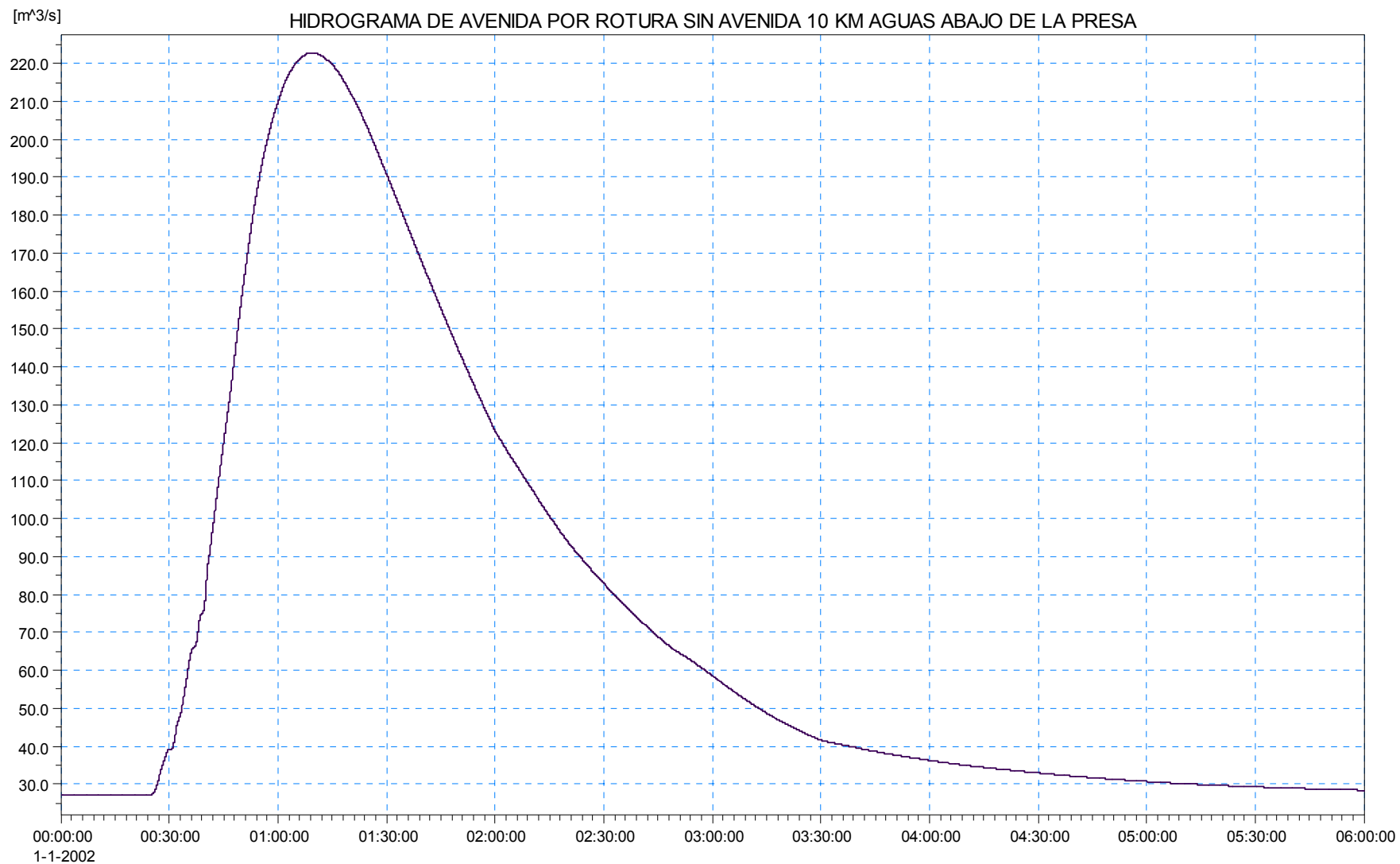


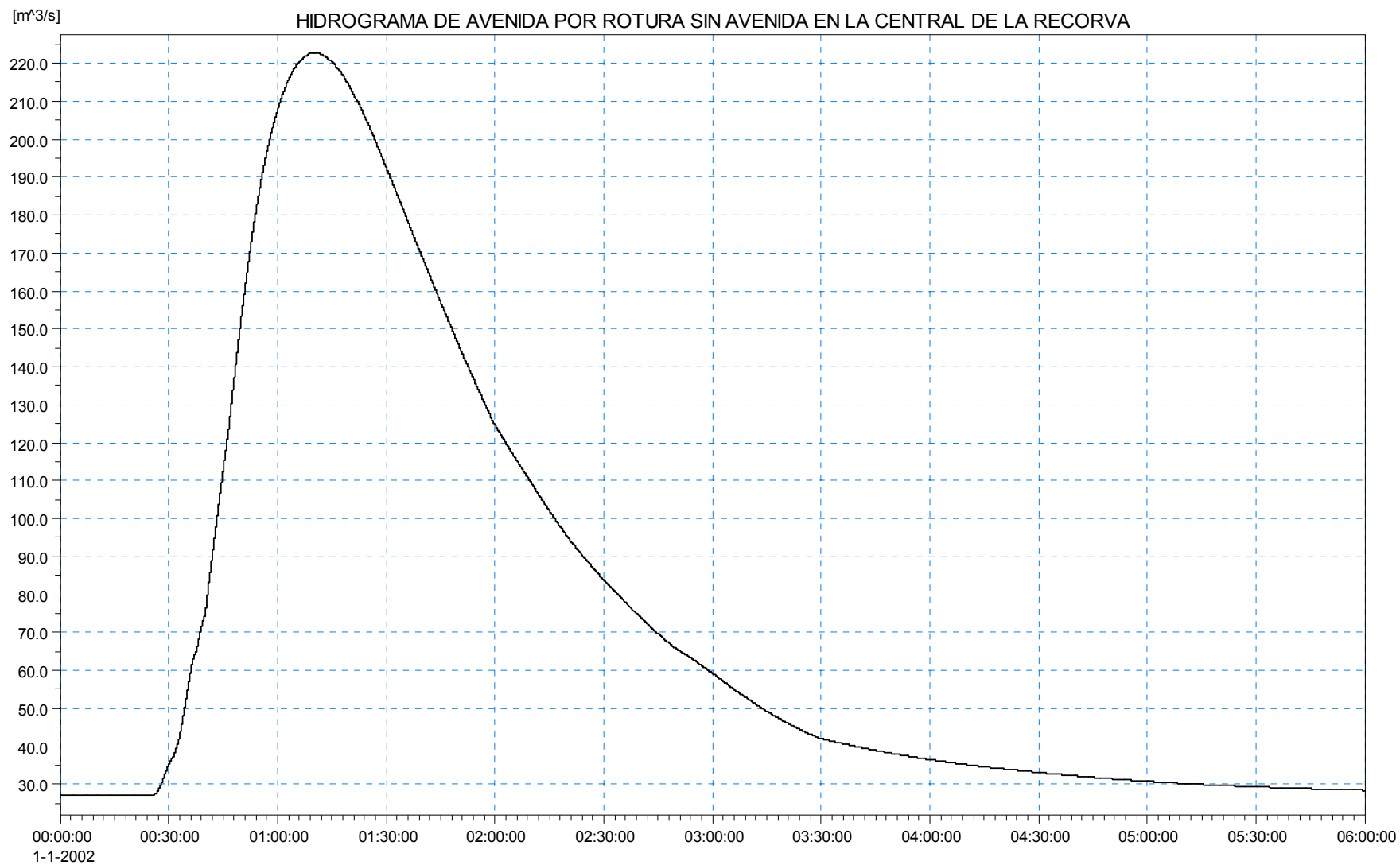


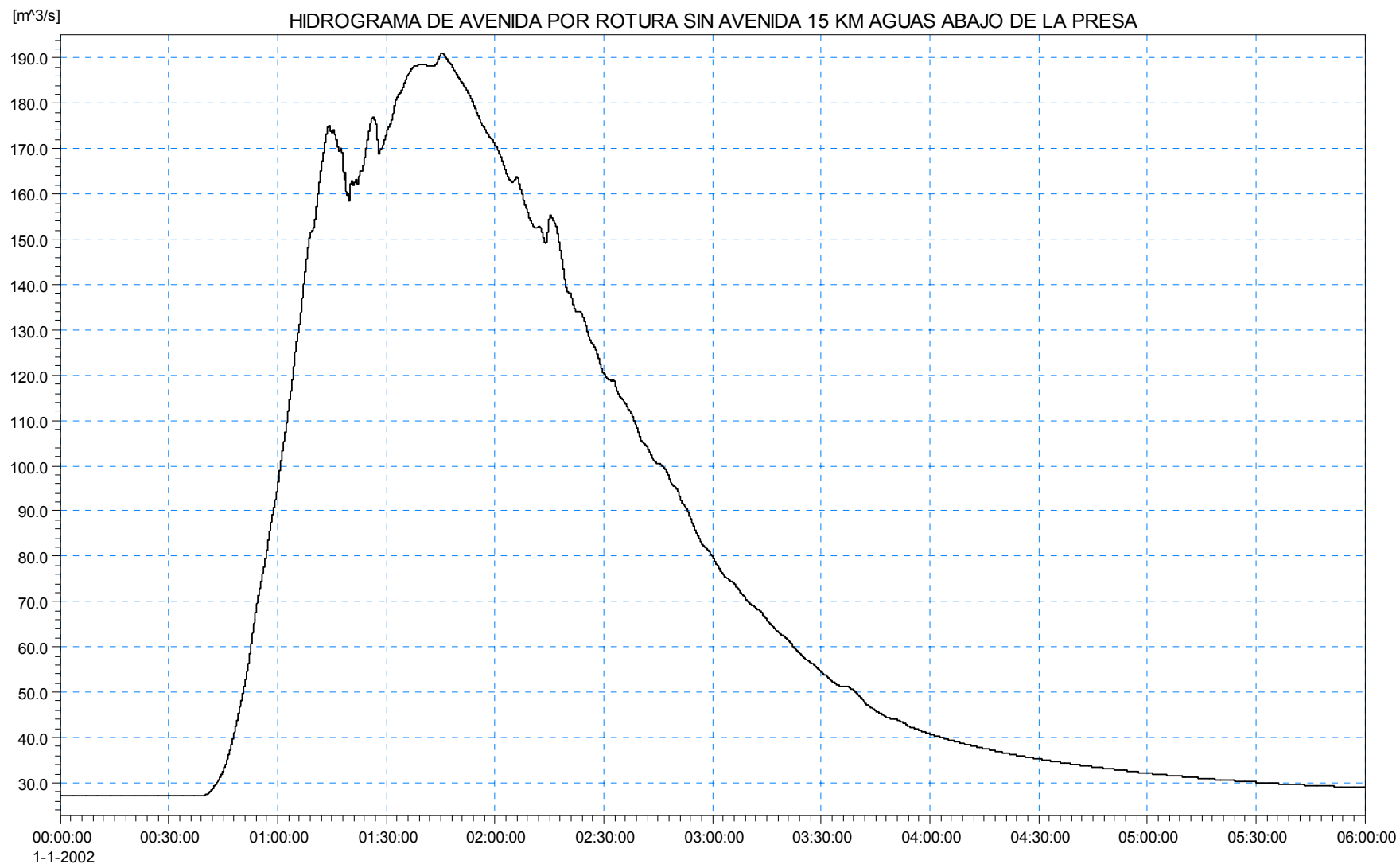




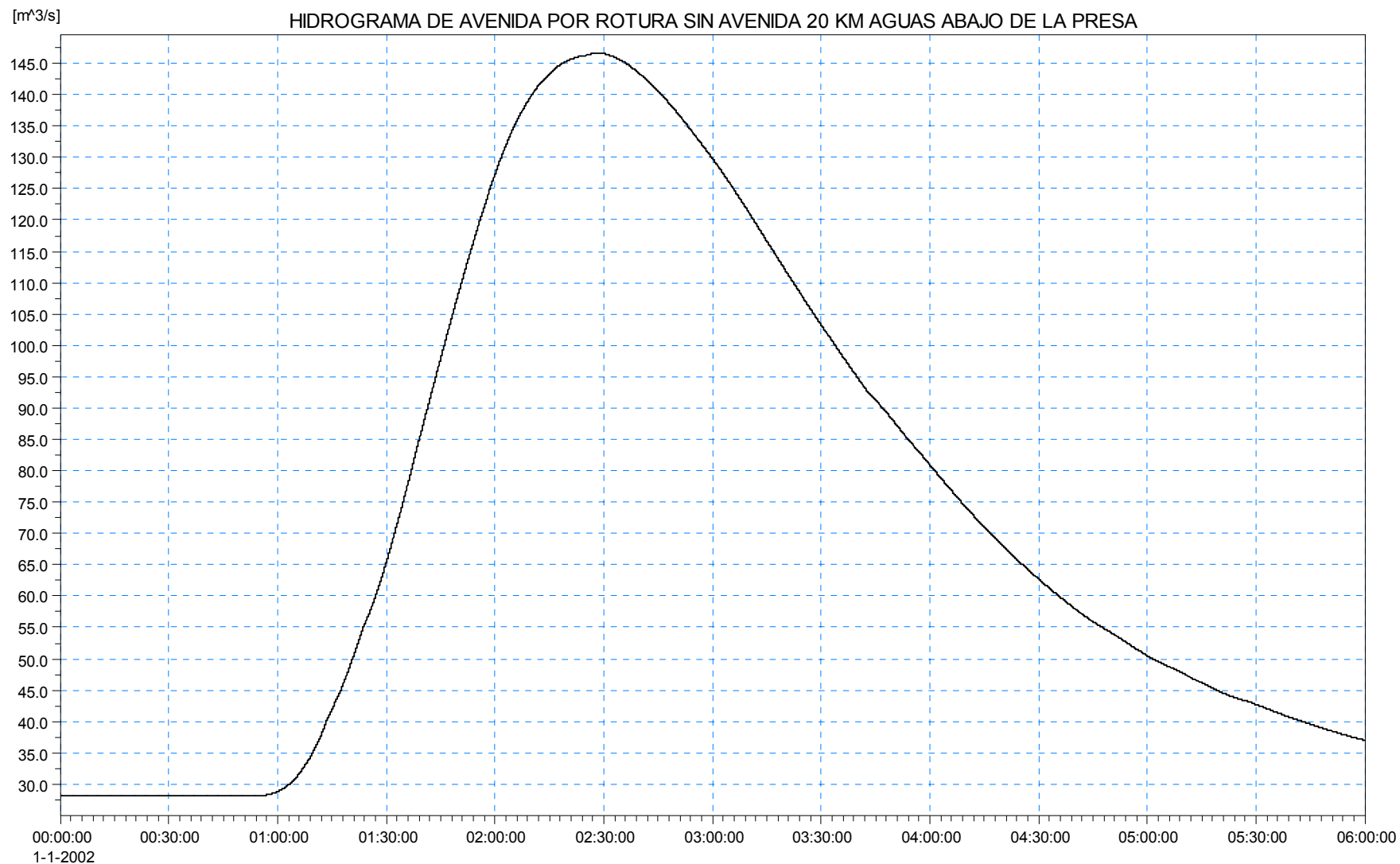


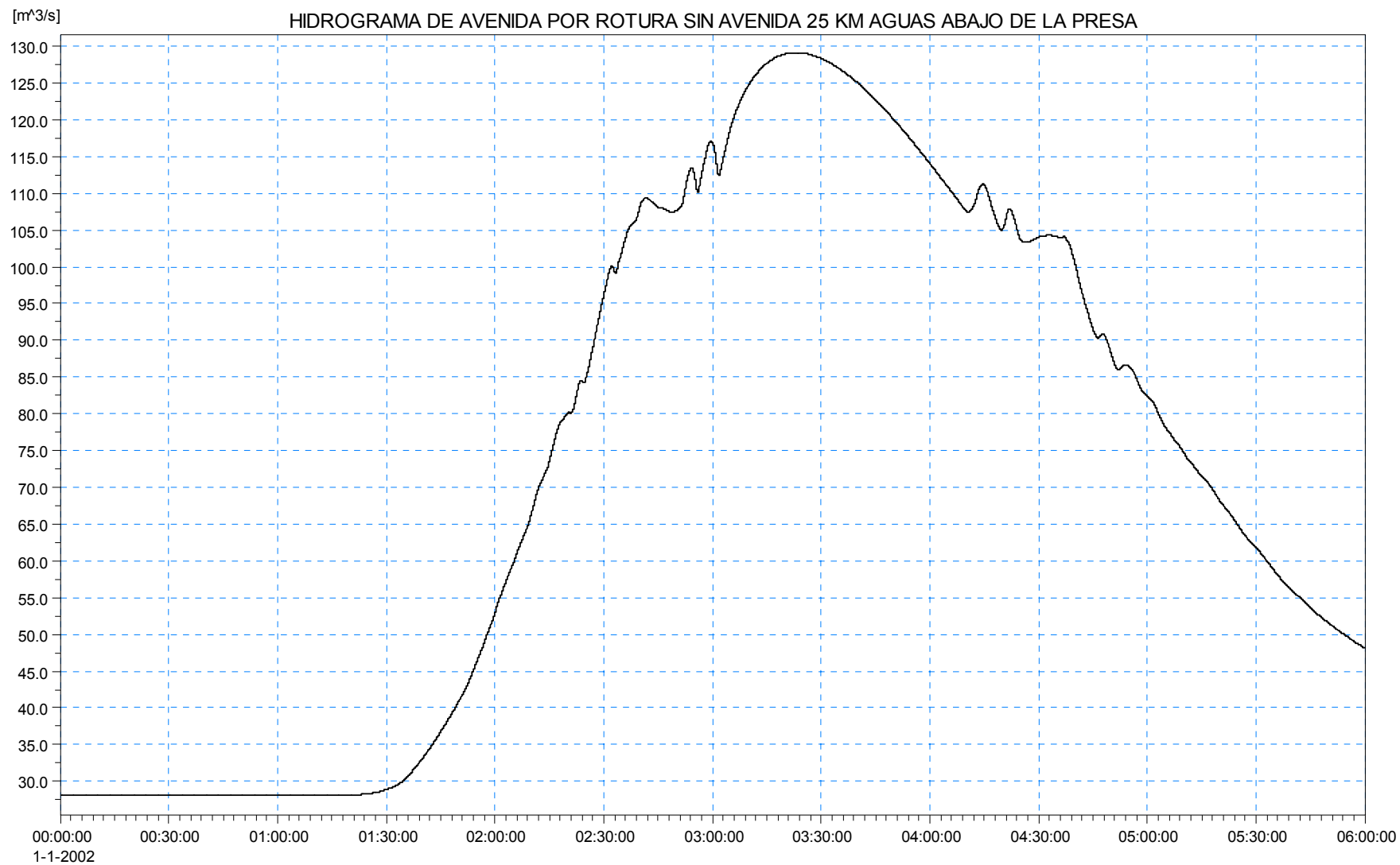


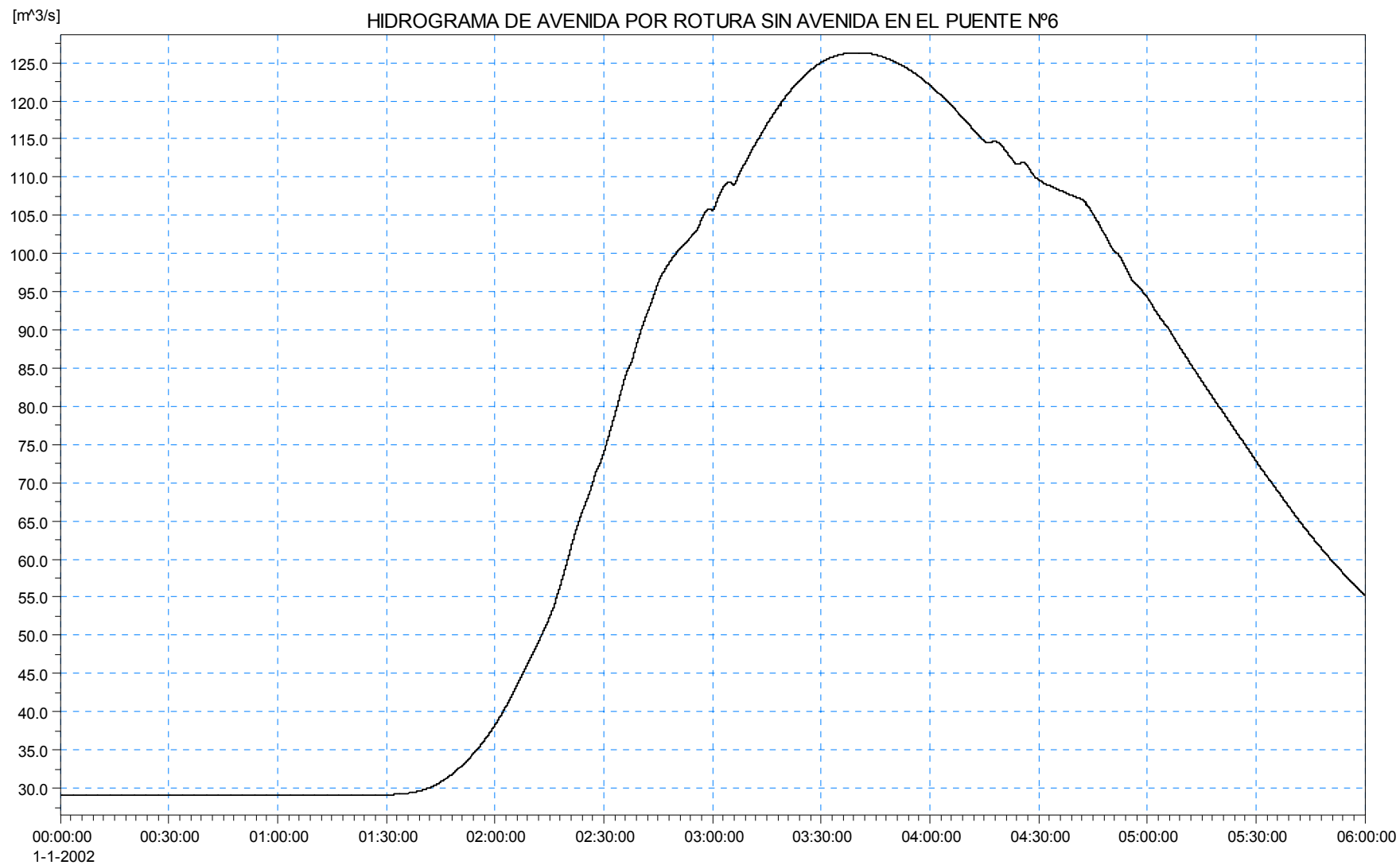




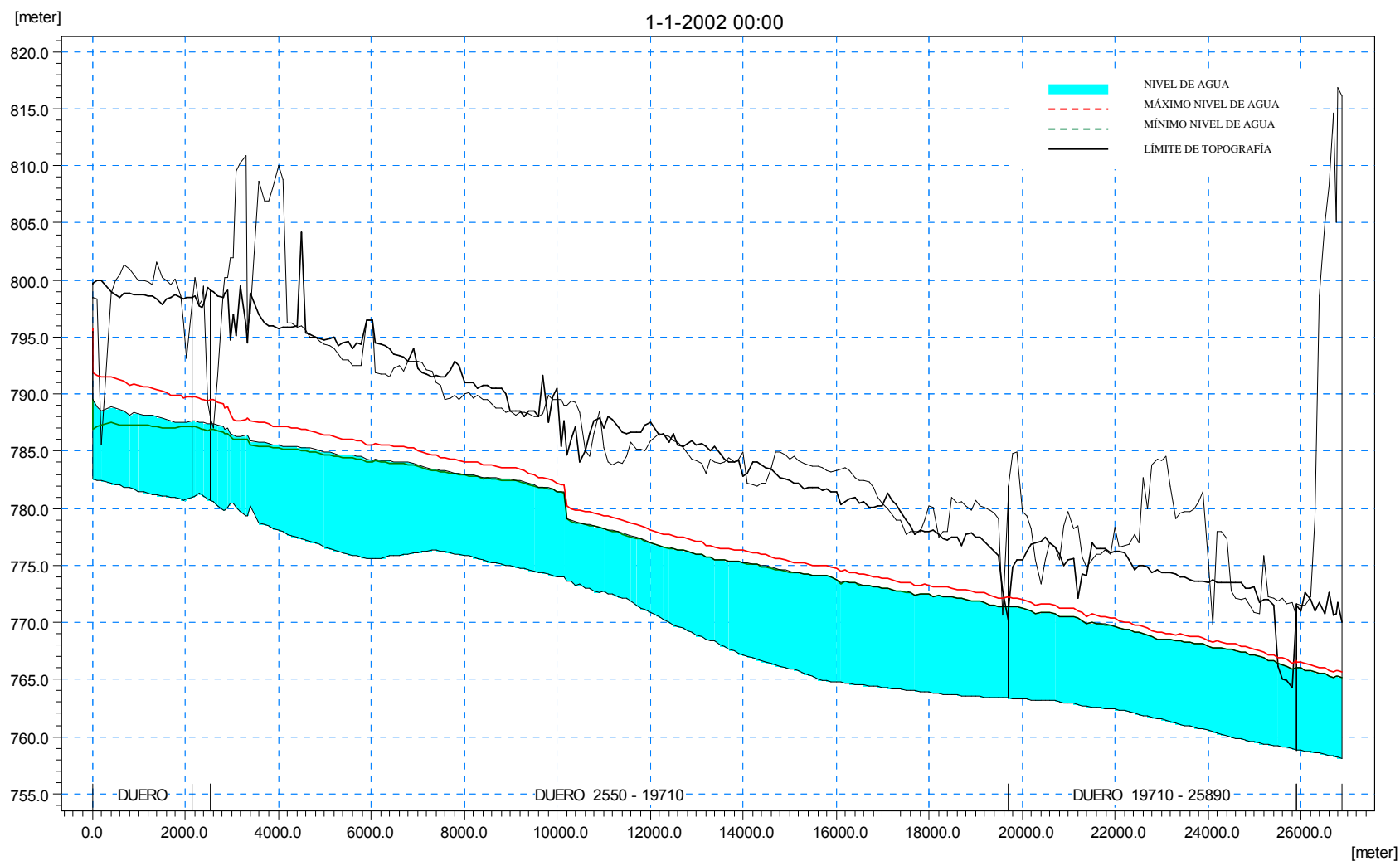




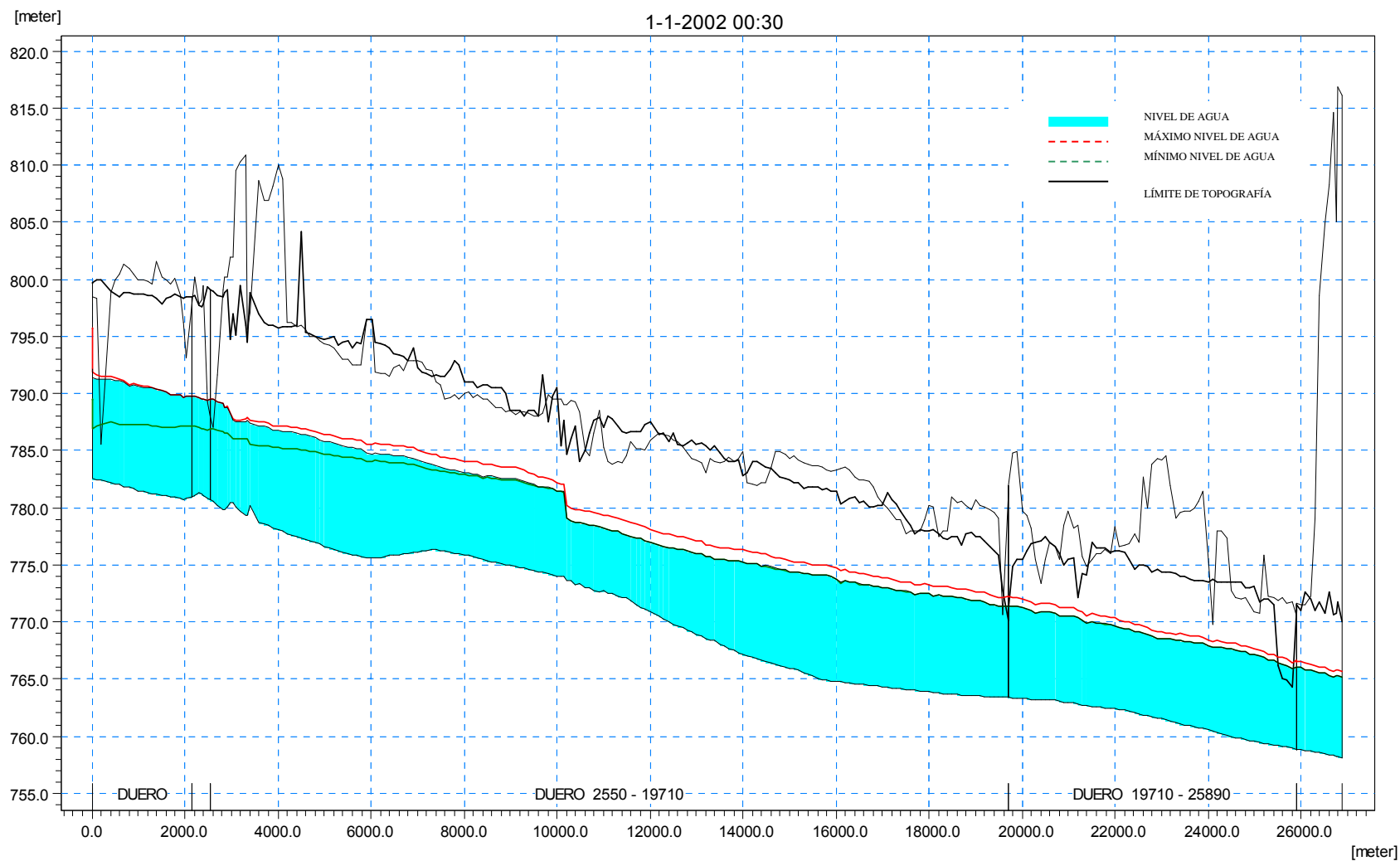




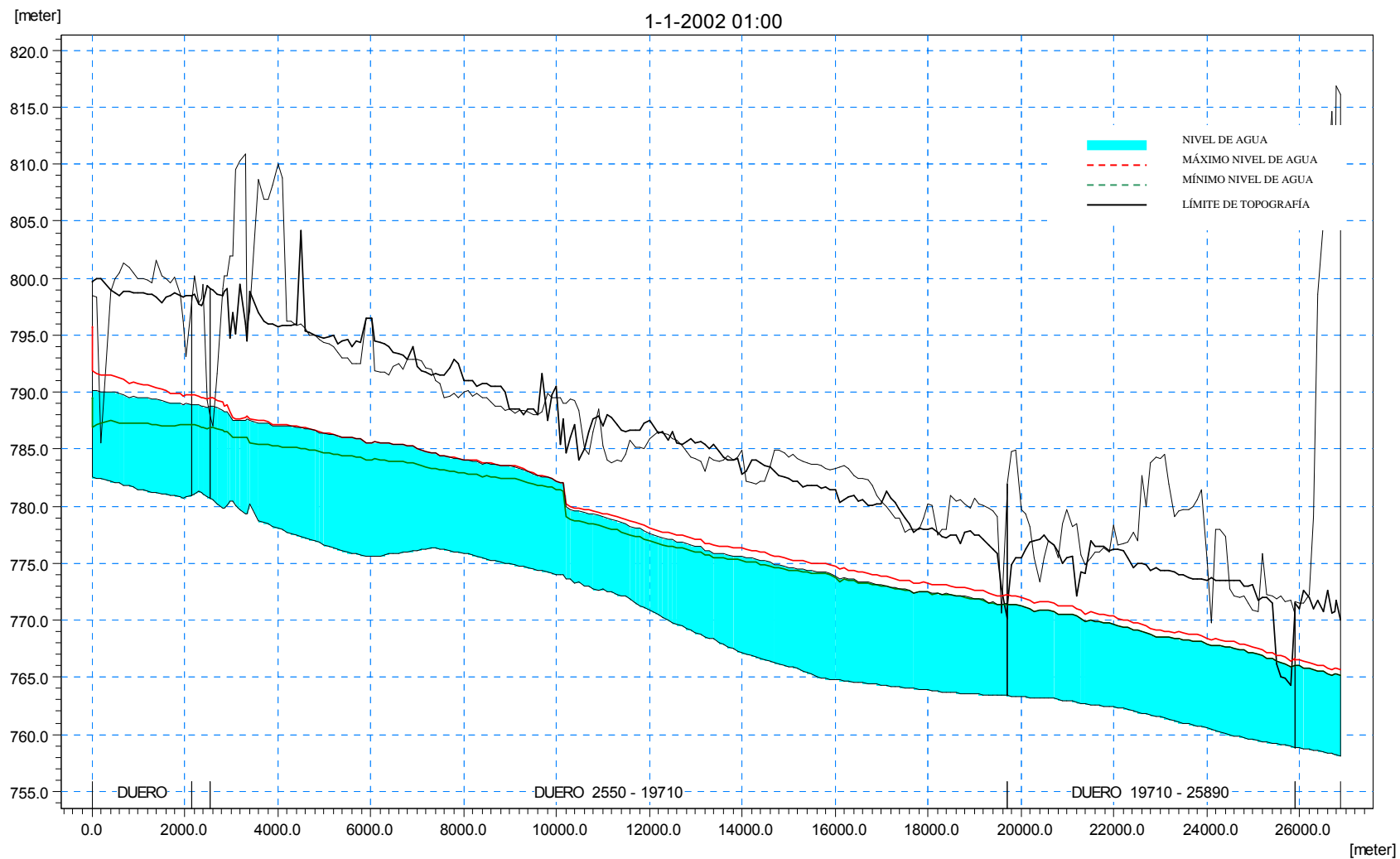
## ESCENARIO DE ROTURA CON AVENIDA (H2)



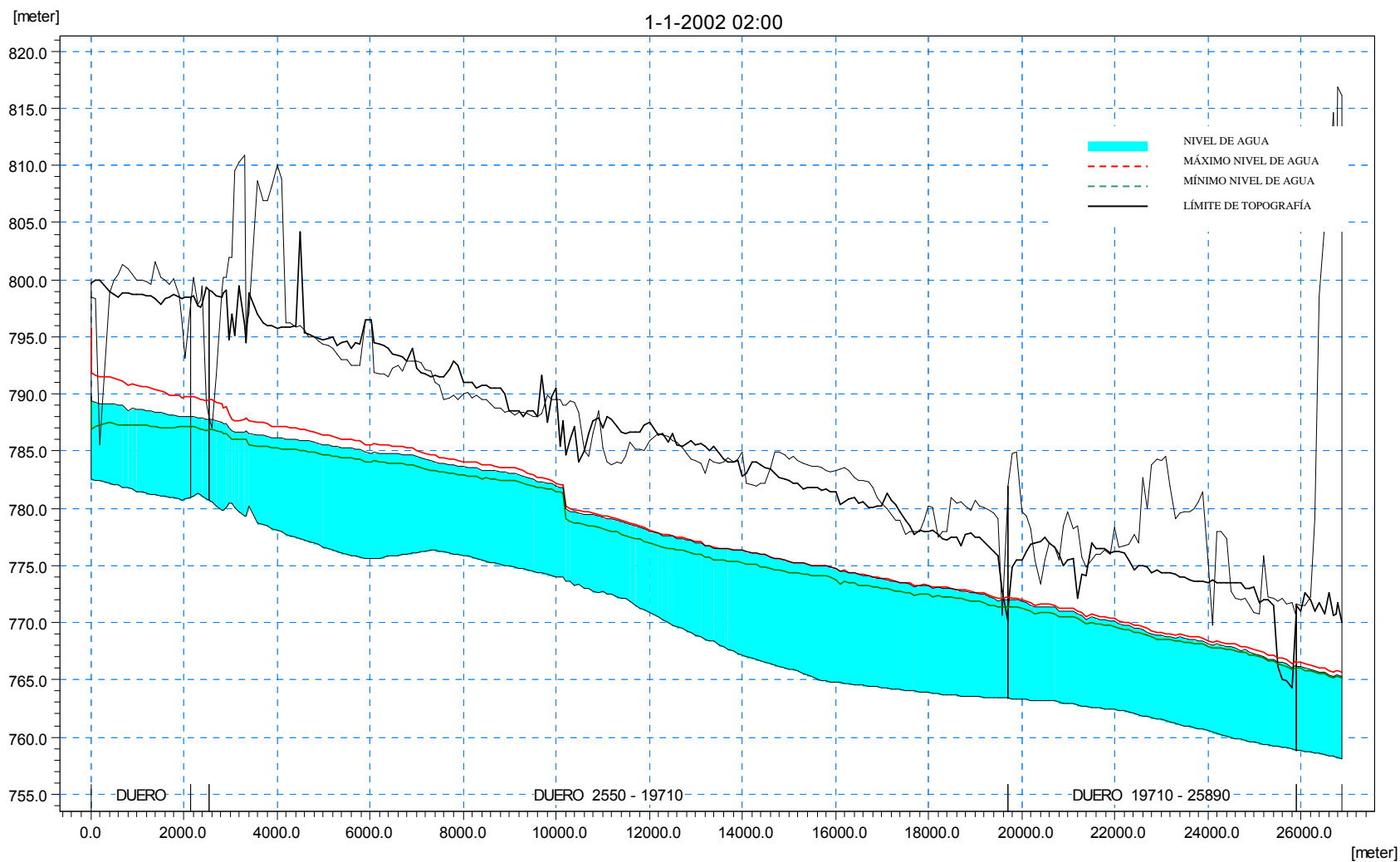
Situación inicial – Avenida de proyecto



Situación media hora tras inicio de la rotura

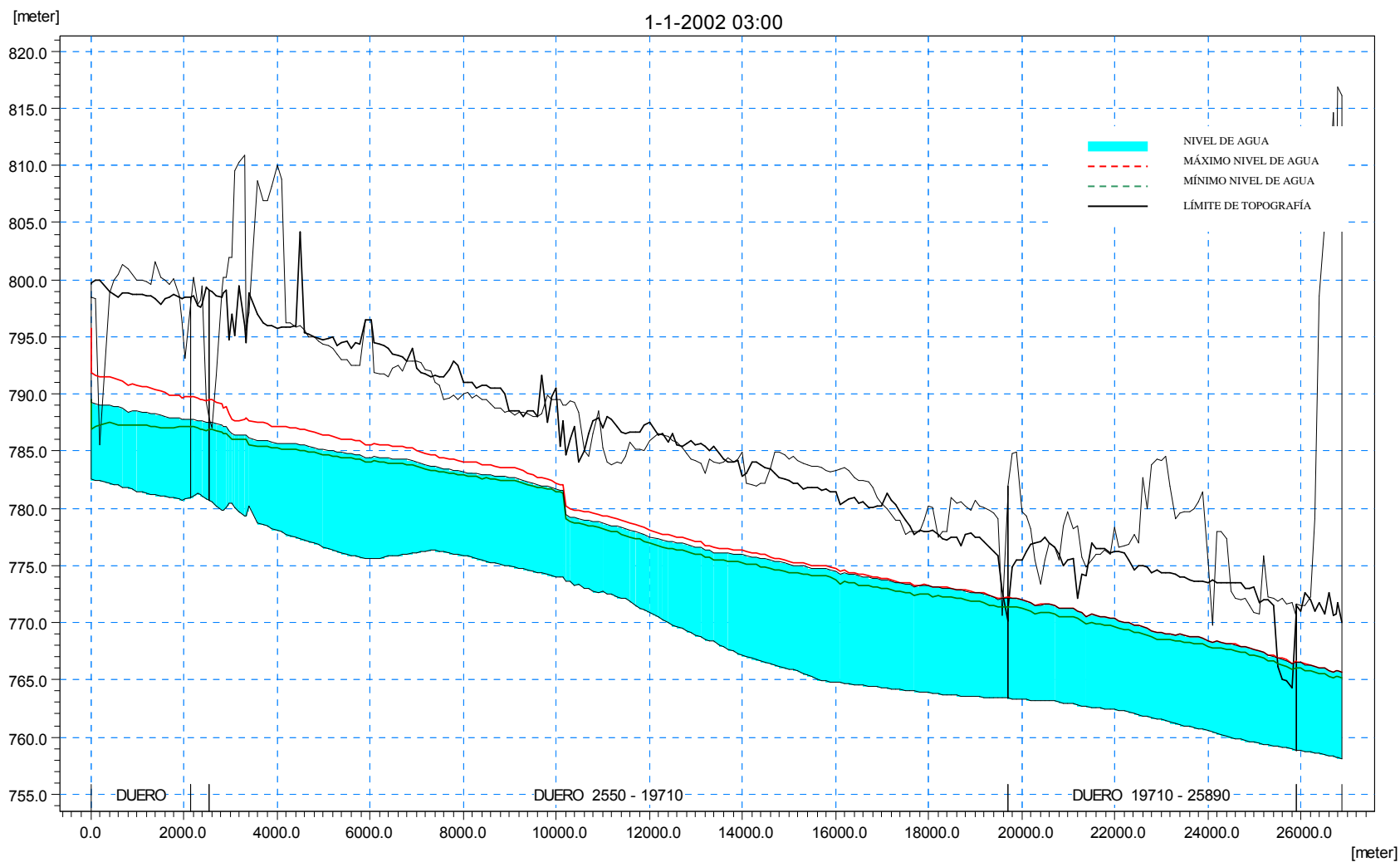


**Situación 1 h tras inicio de la rotura**

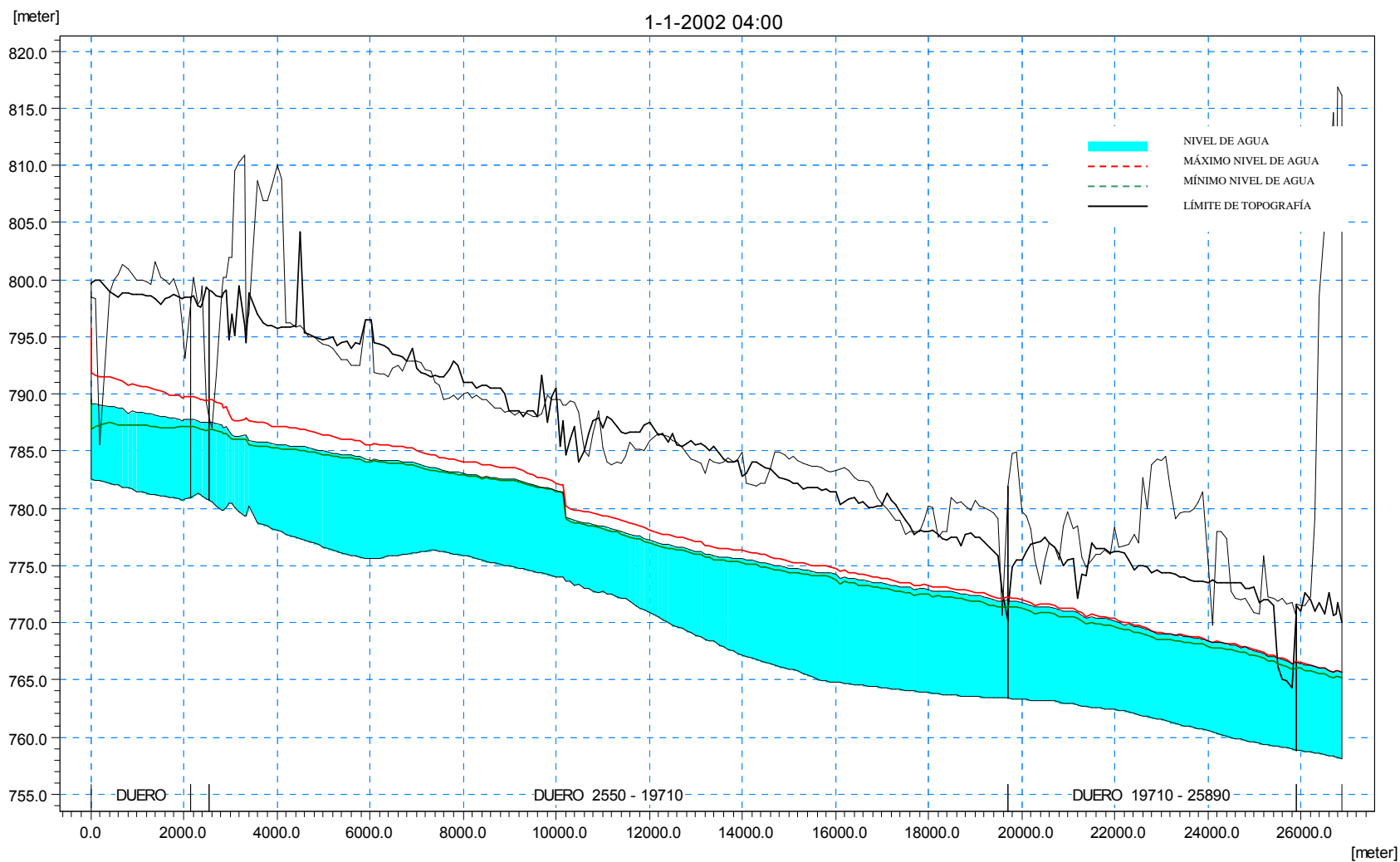


Situación 2 h tras inicio de la rotura

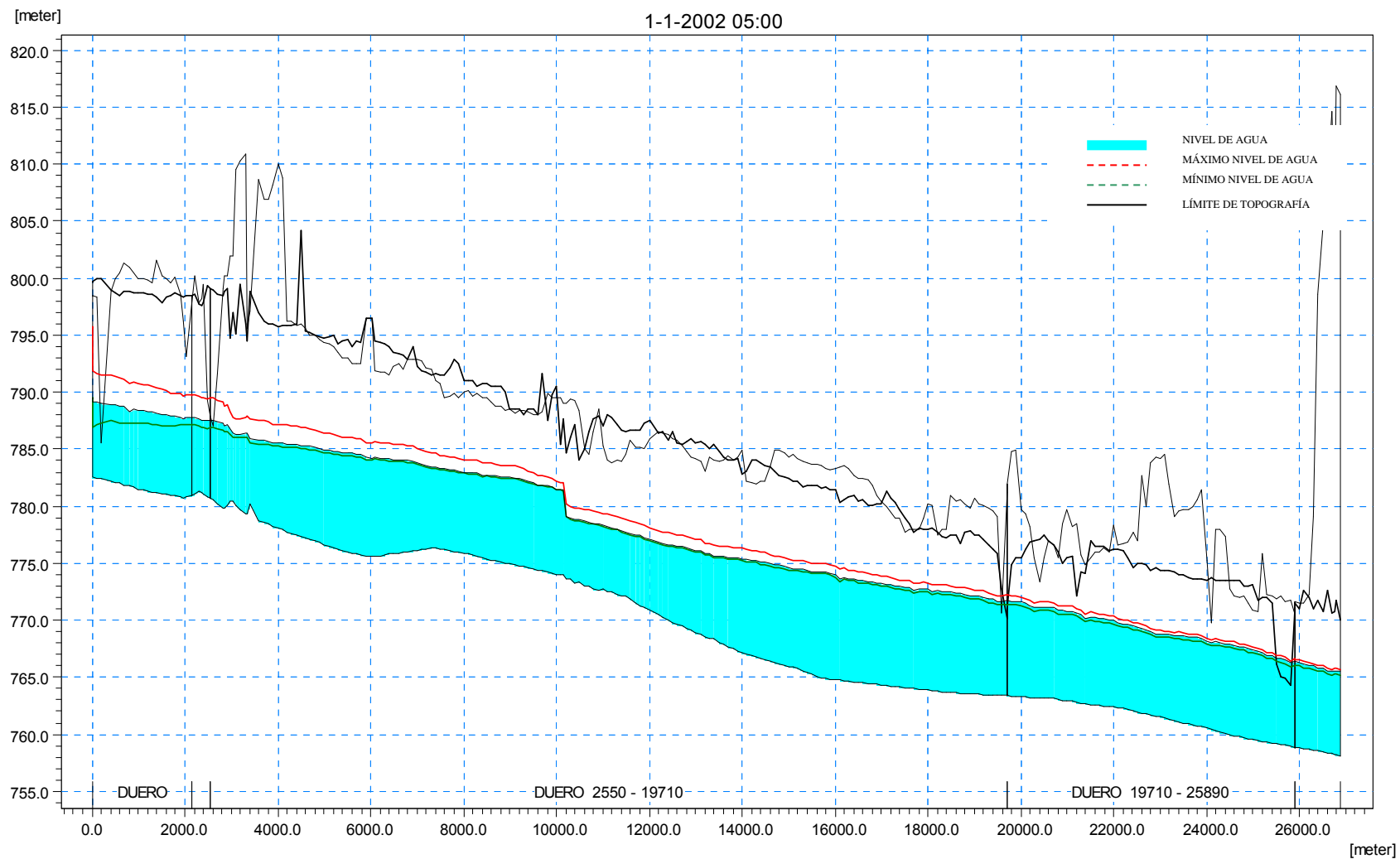




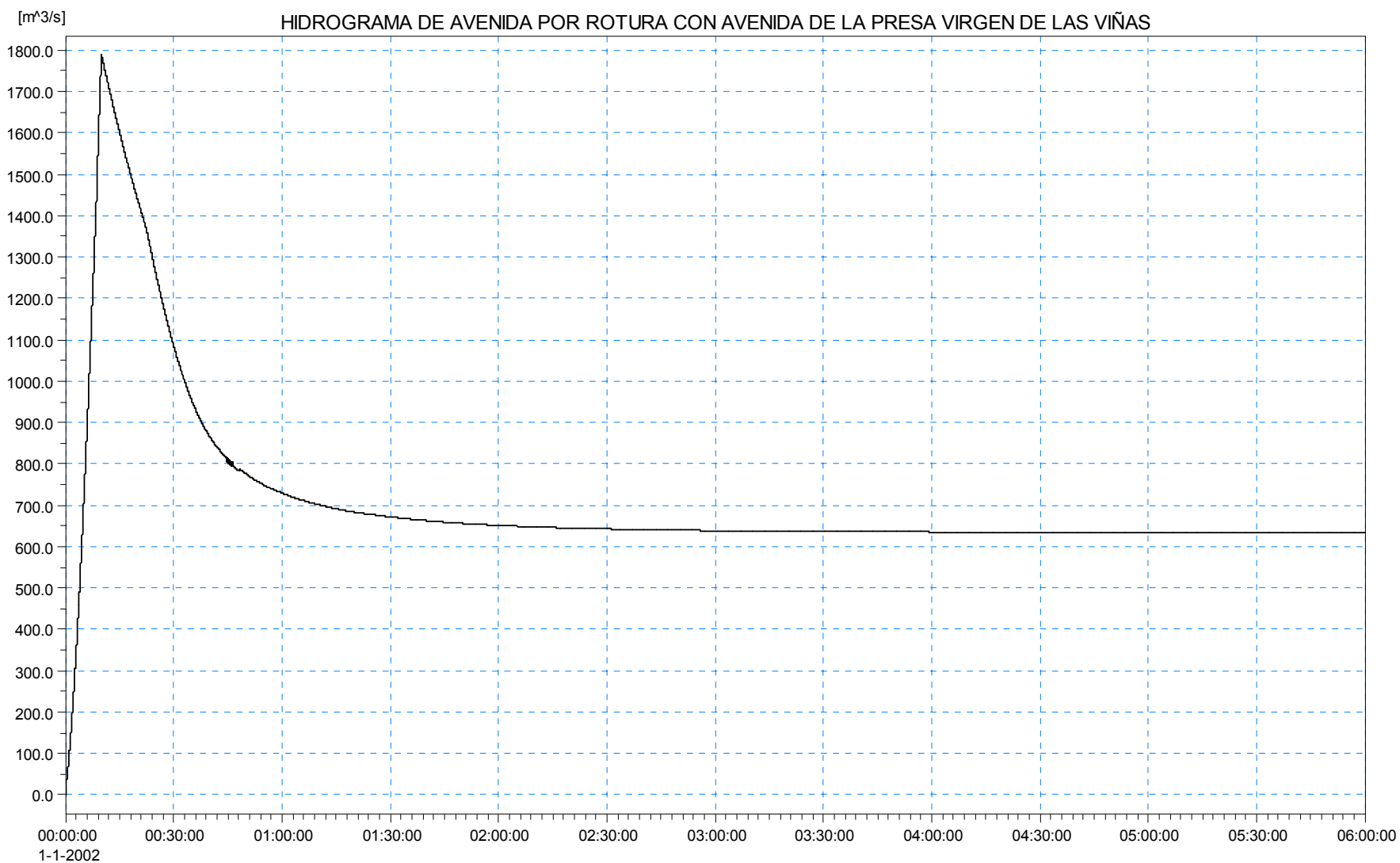
Situación 3 h tras inicio de la rotura

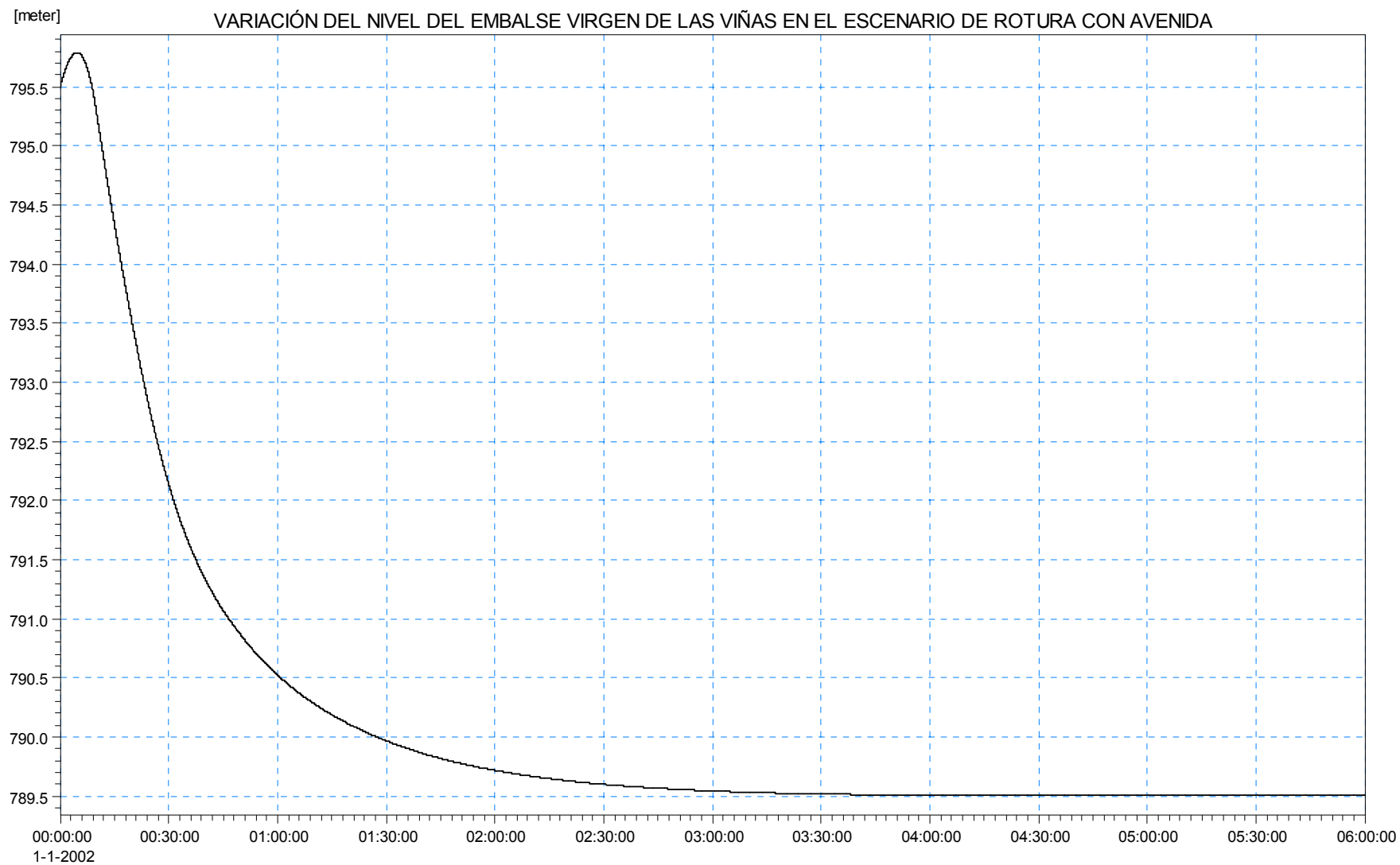


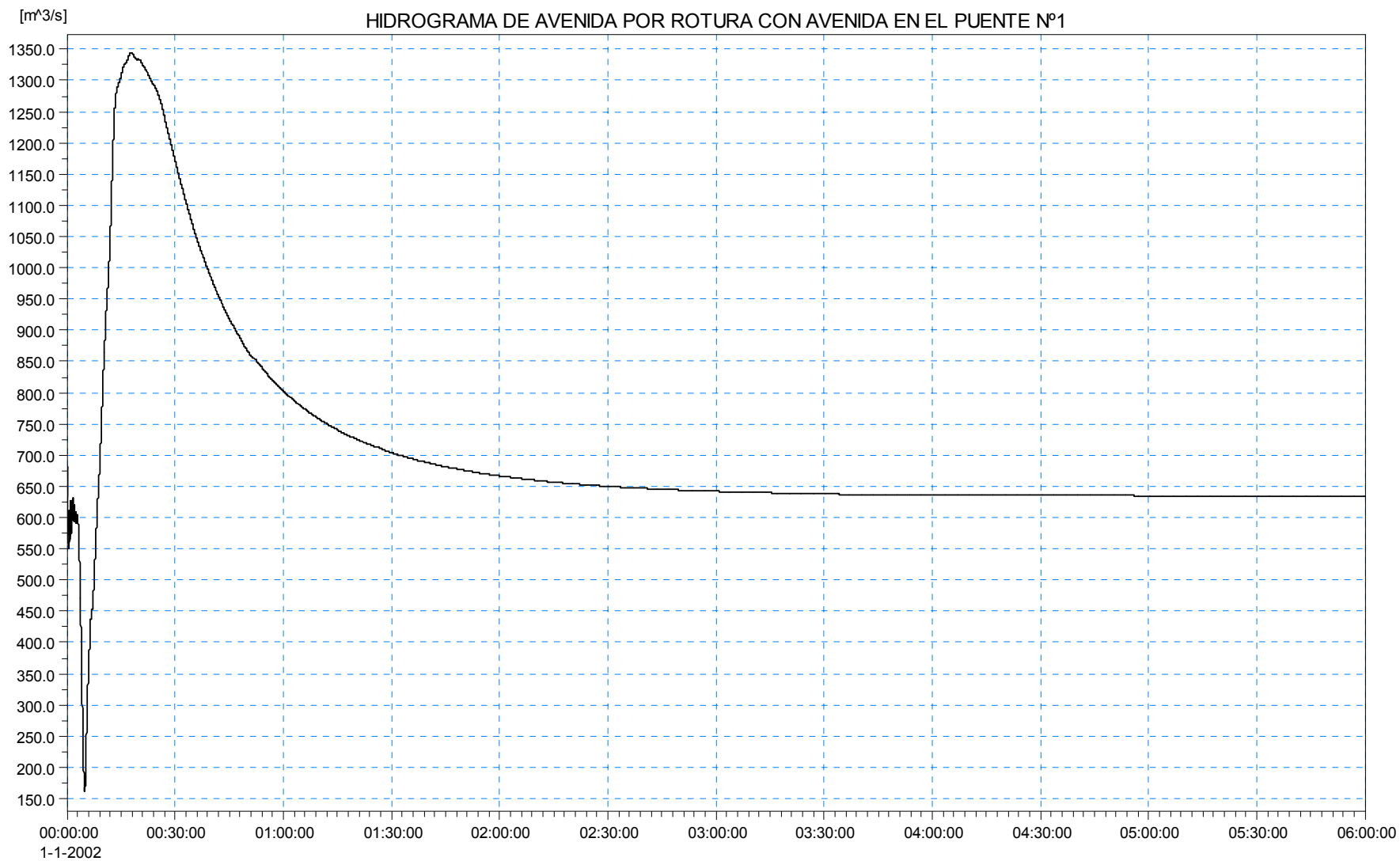
Situación 4 h tras inicio de la rotura

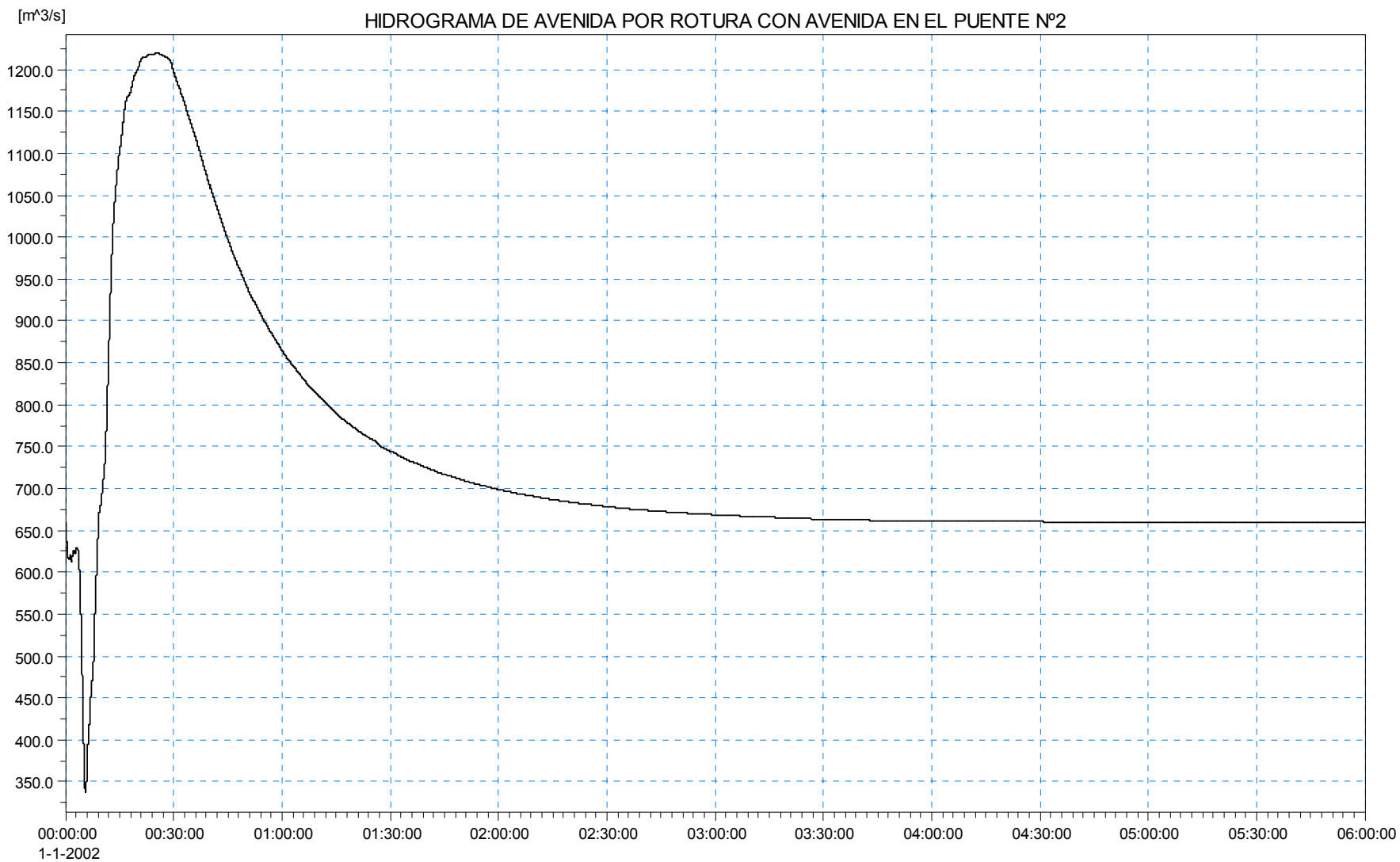


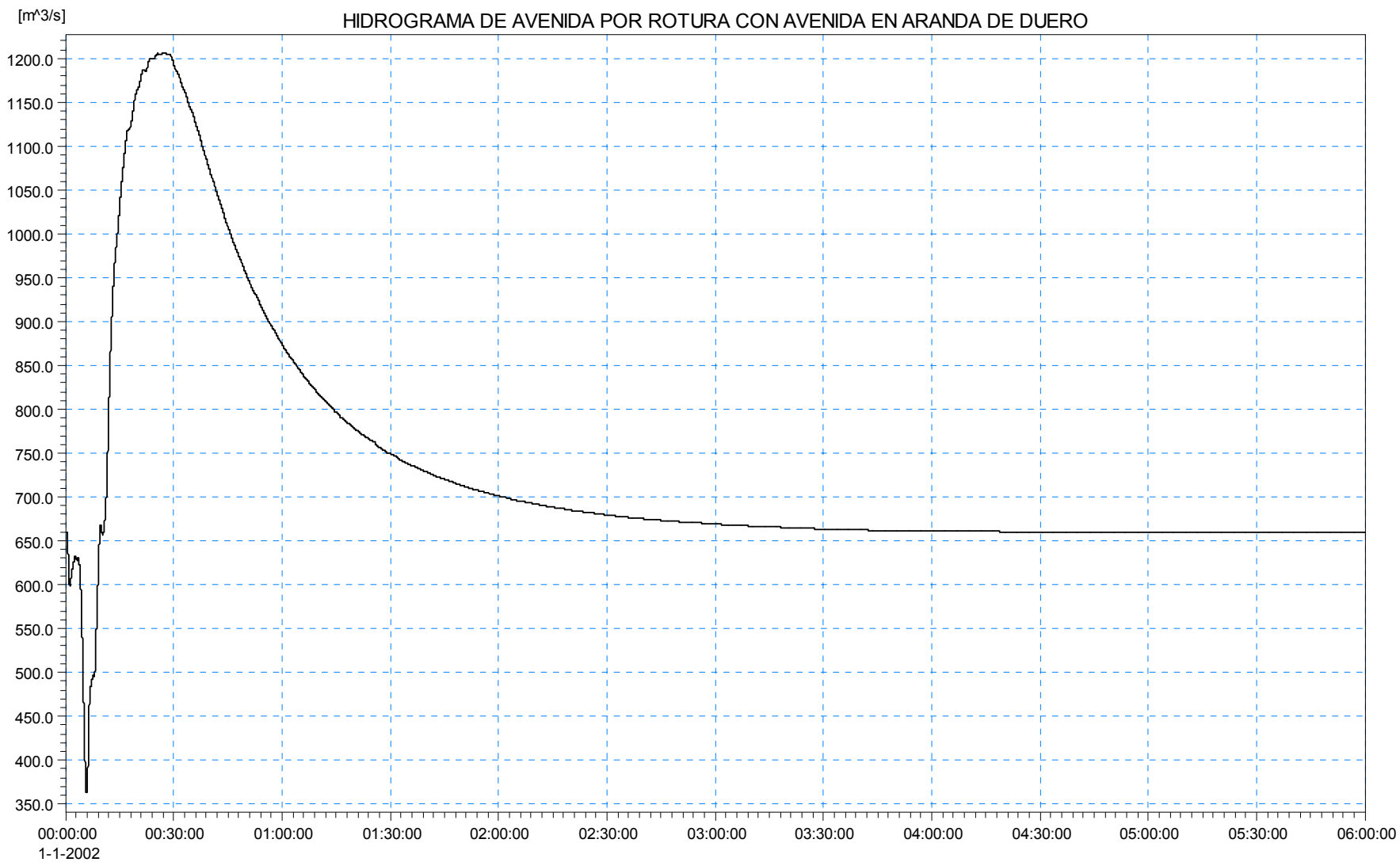
**Situación 5 h tras inicio de la rotura**



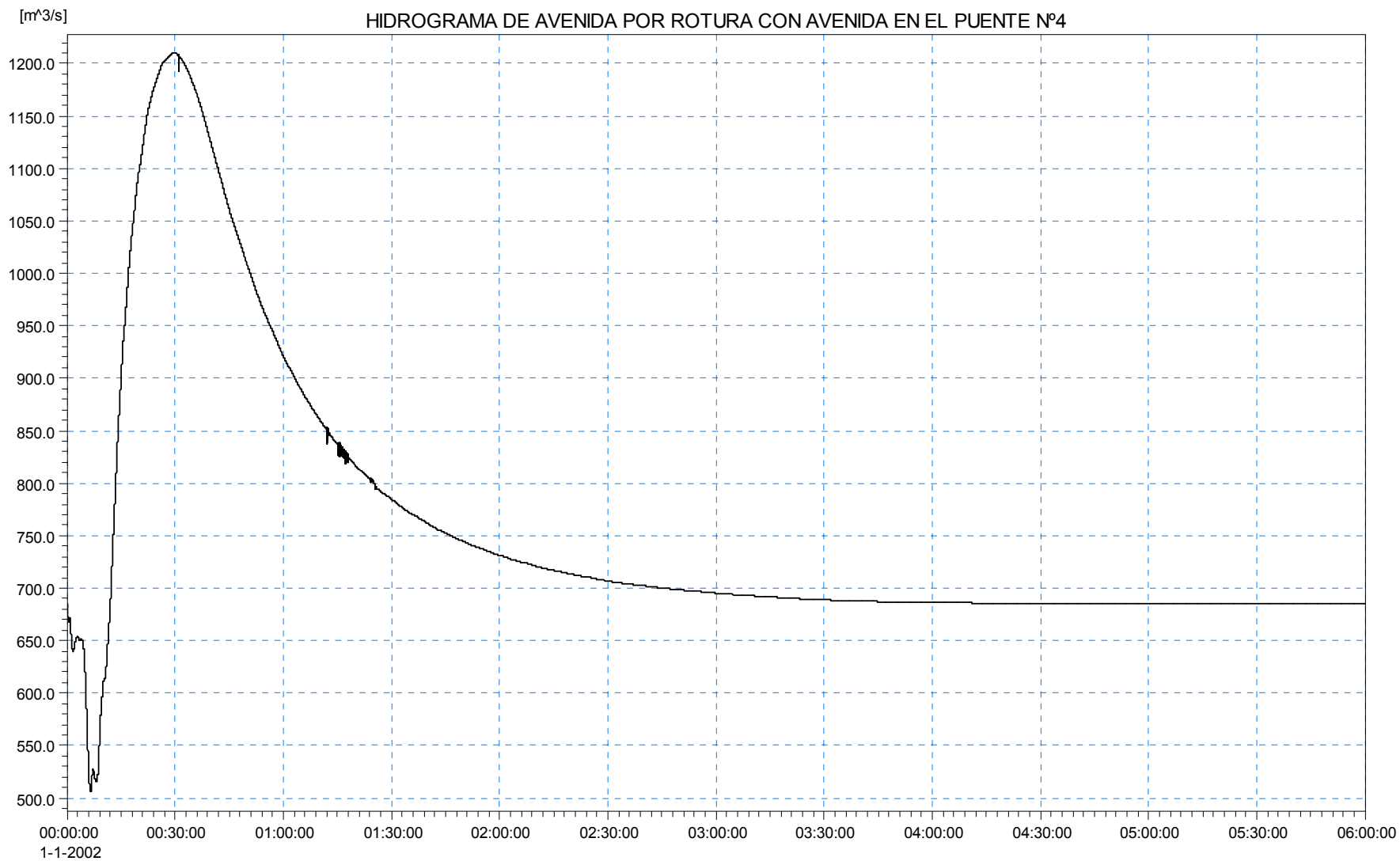


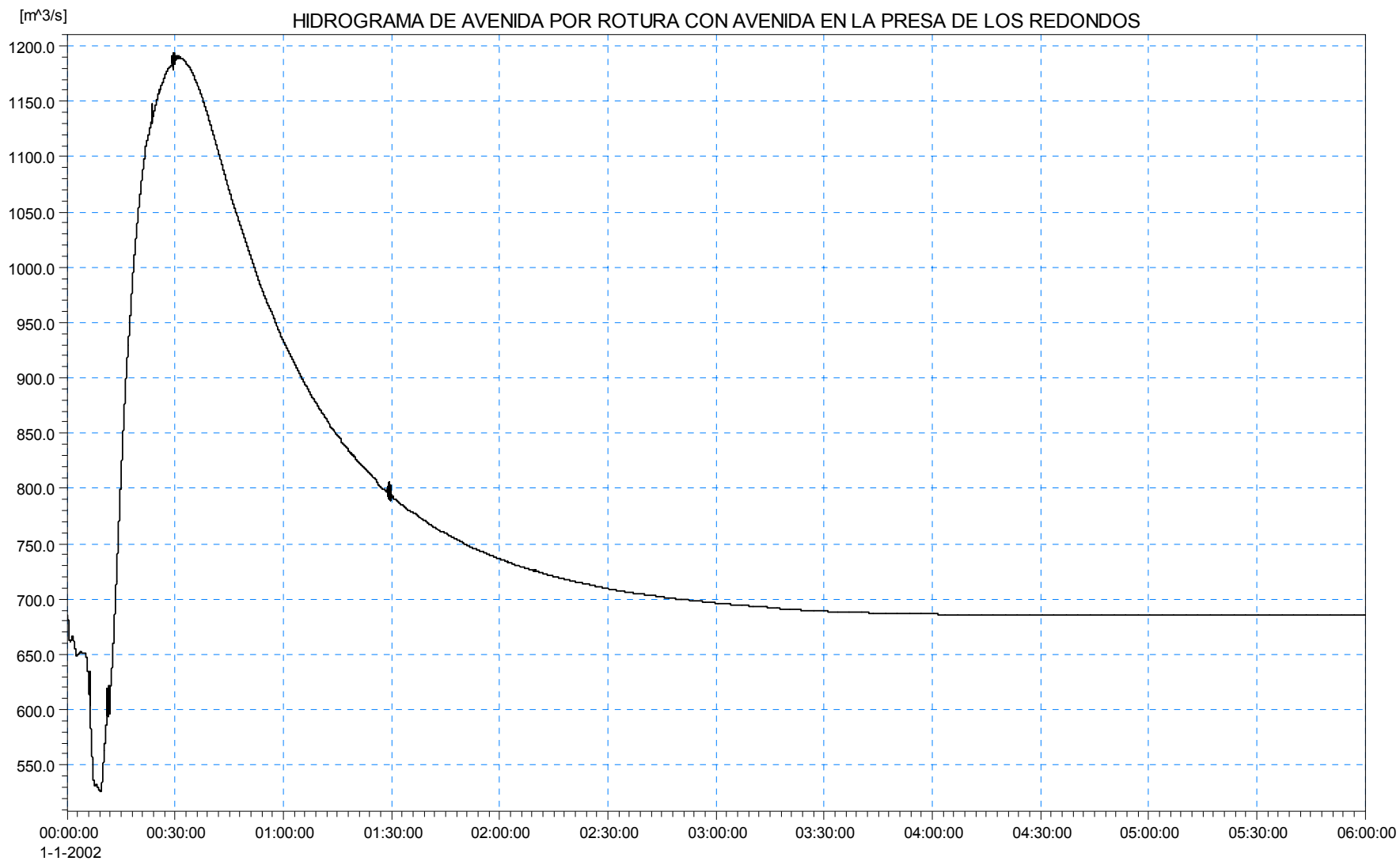


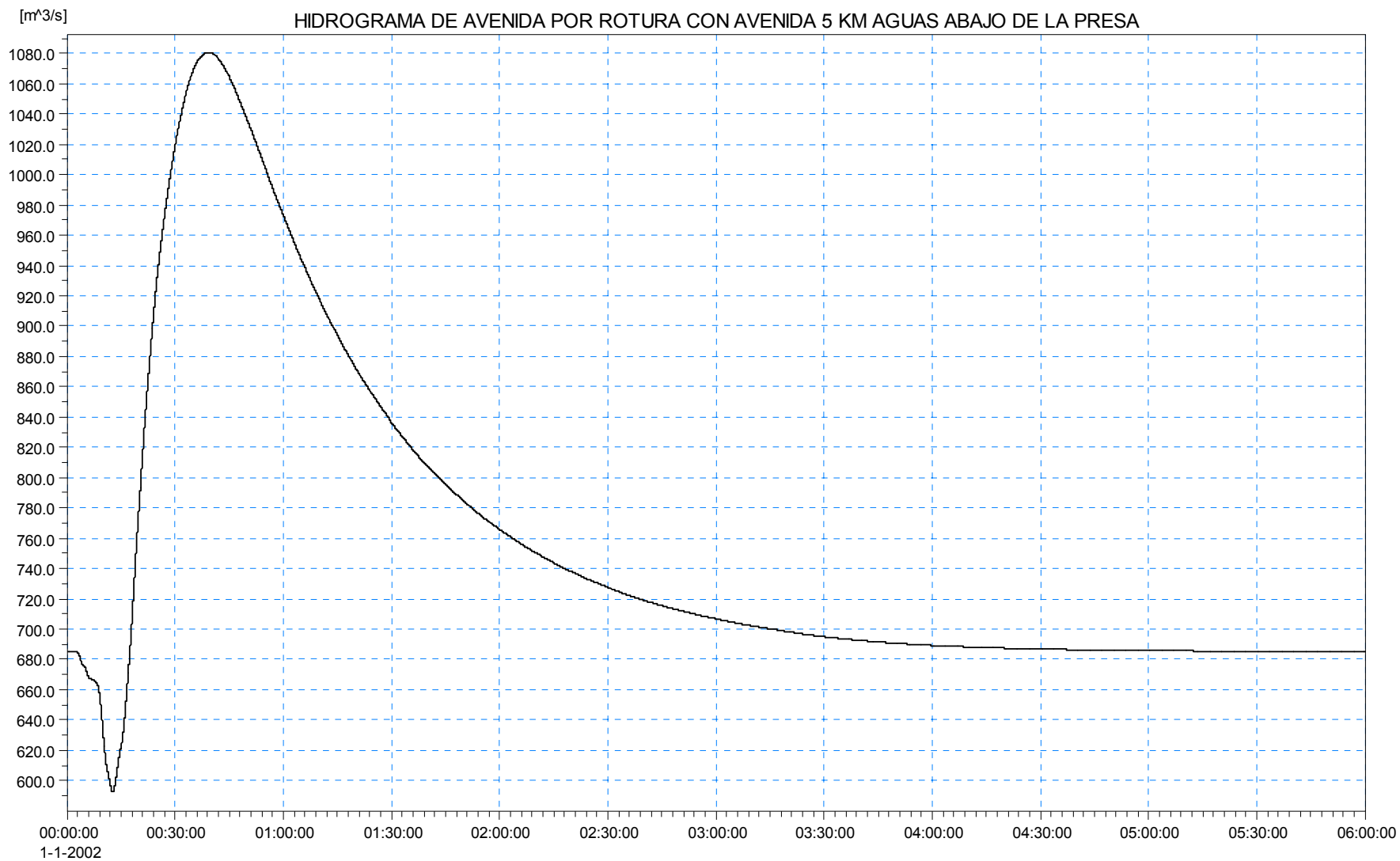


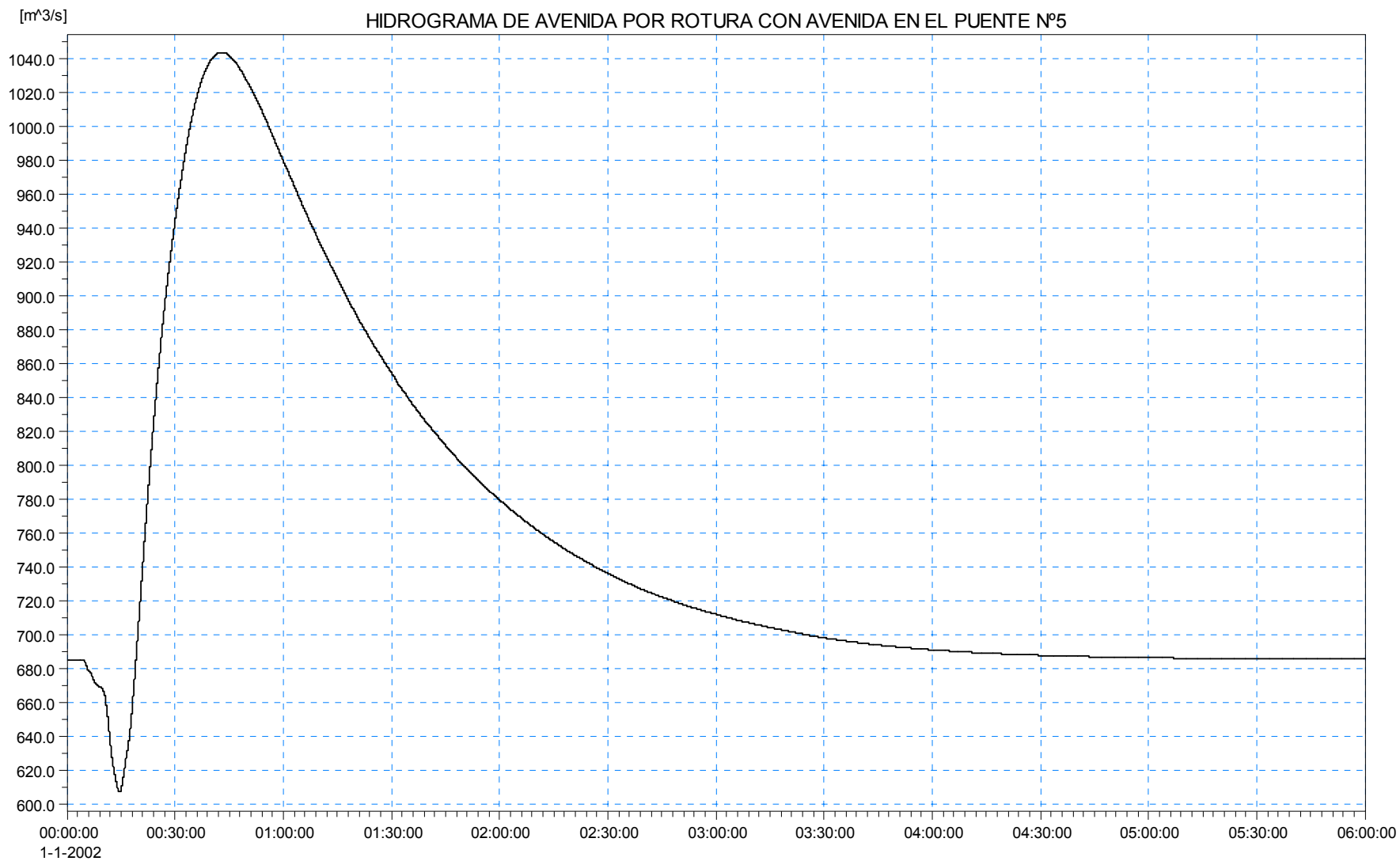


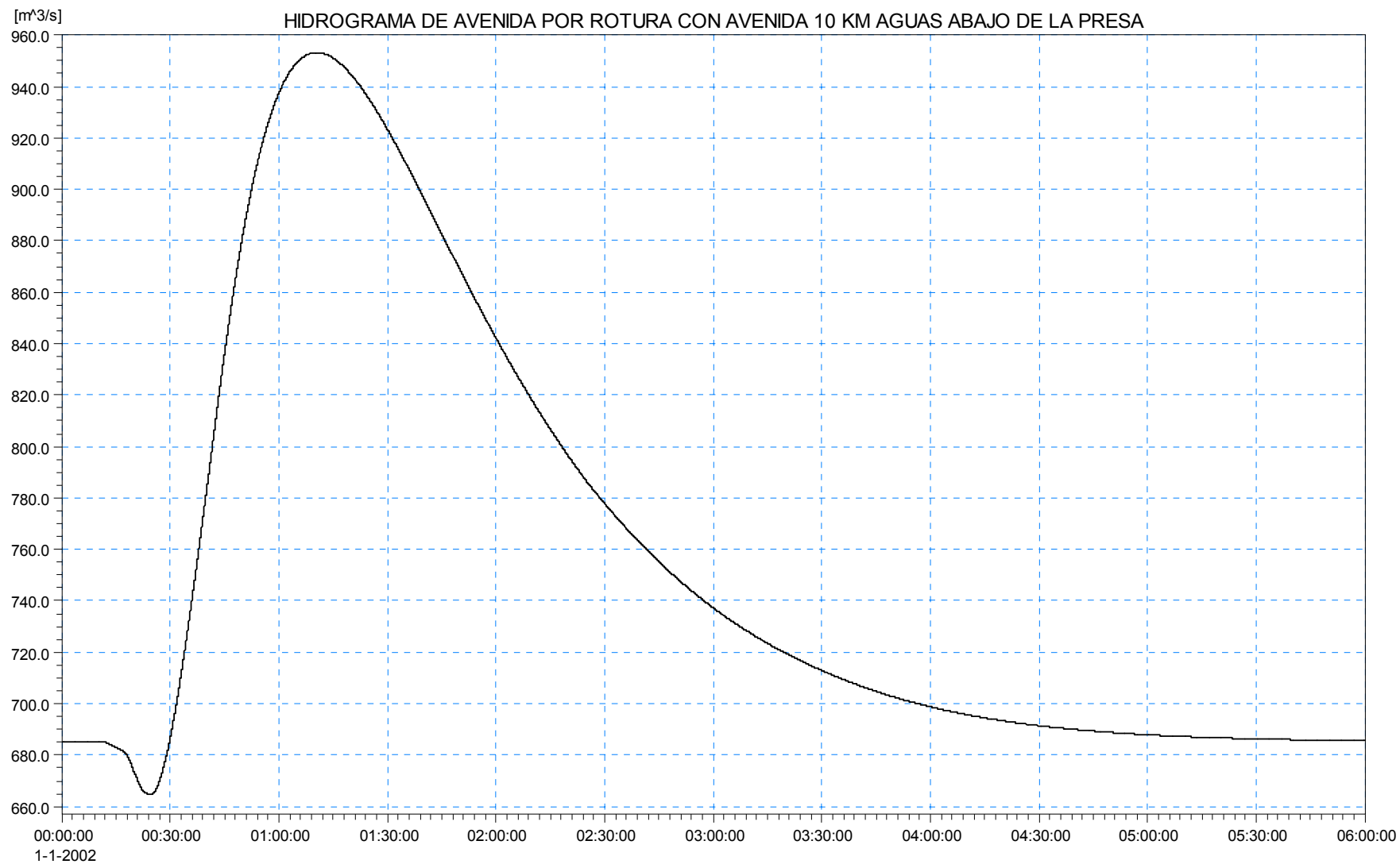


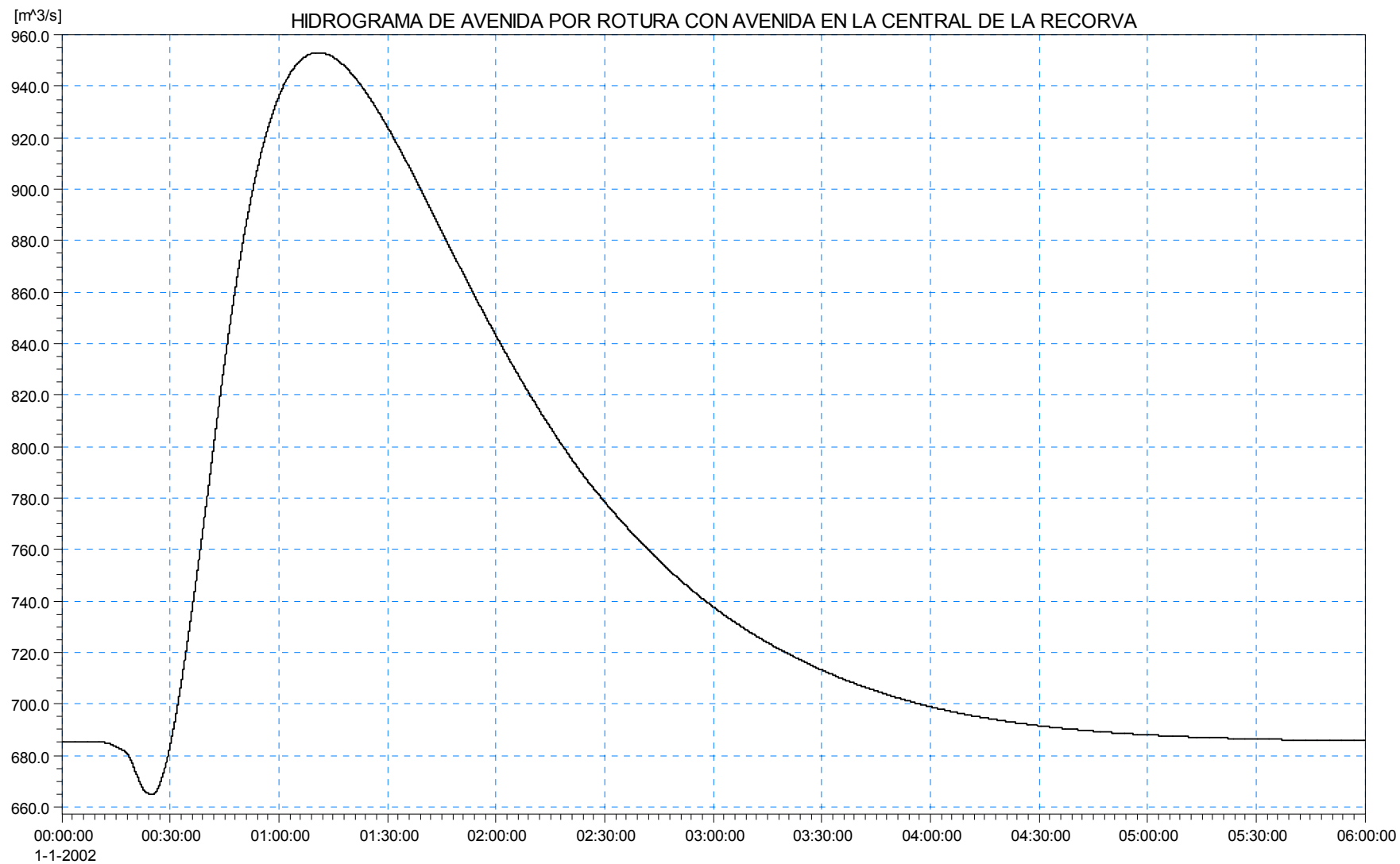


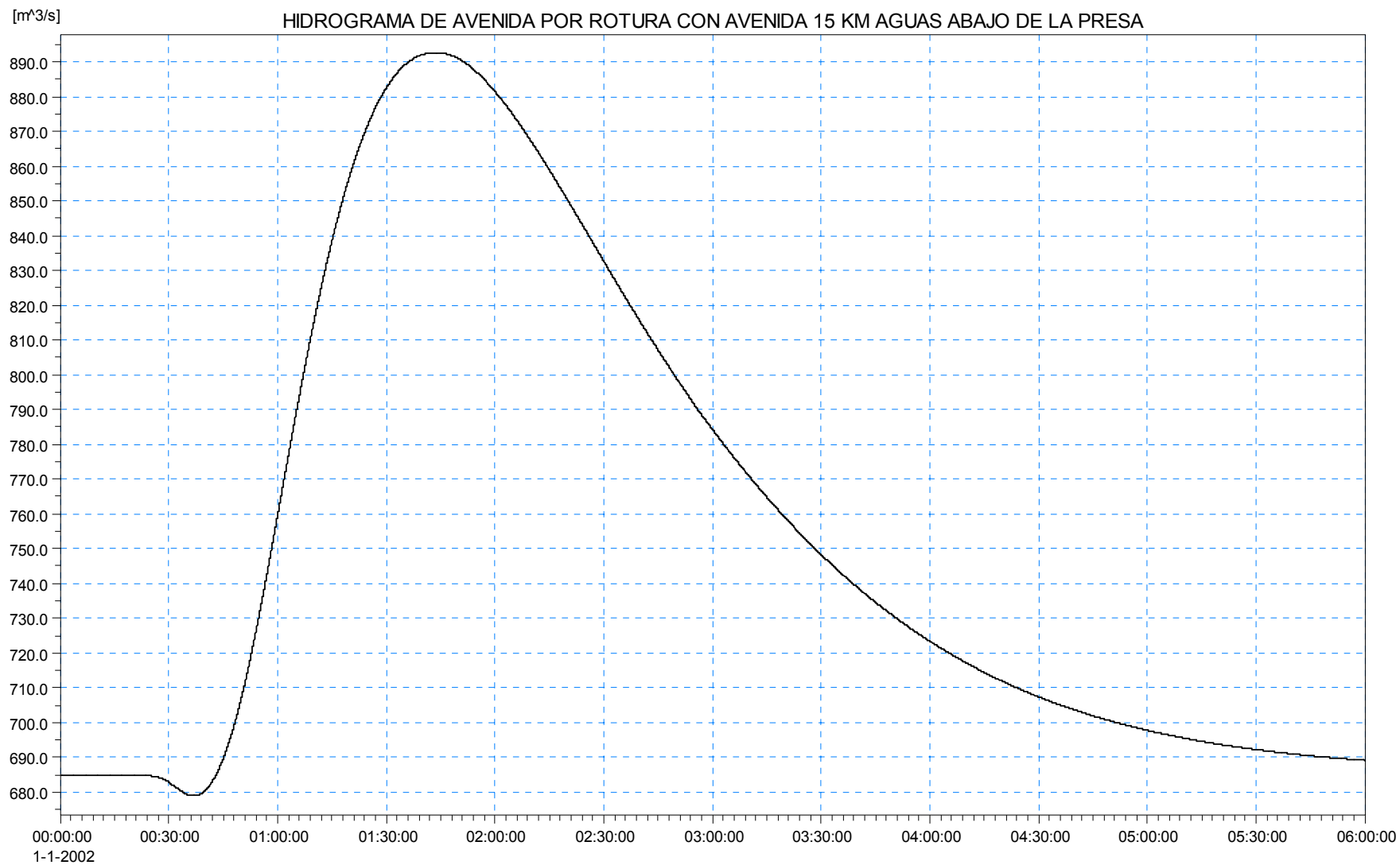


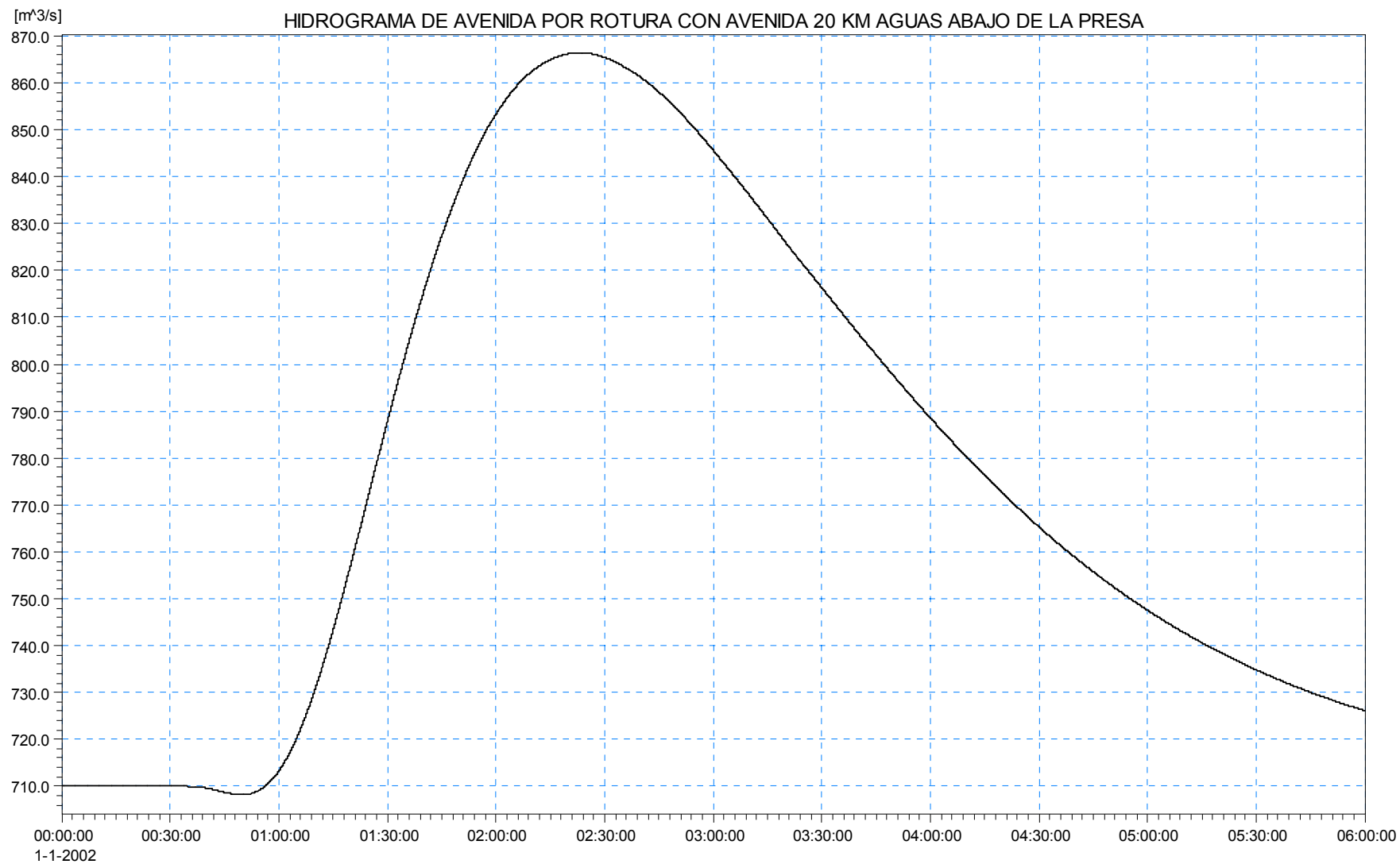




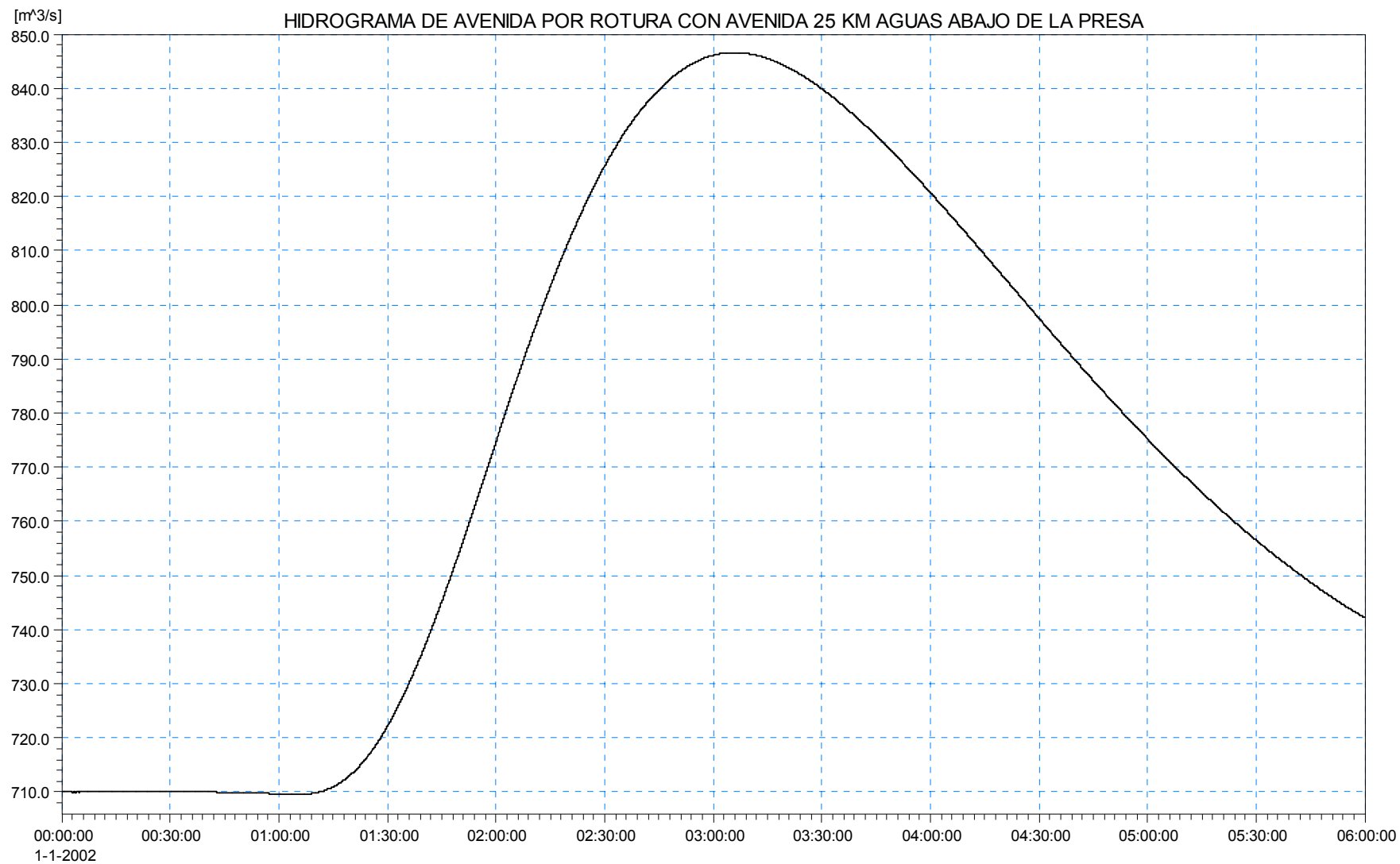


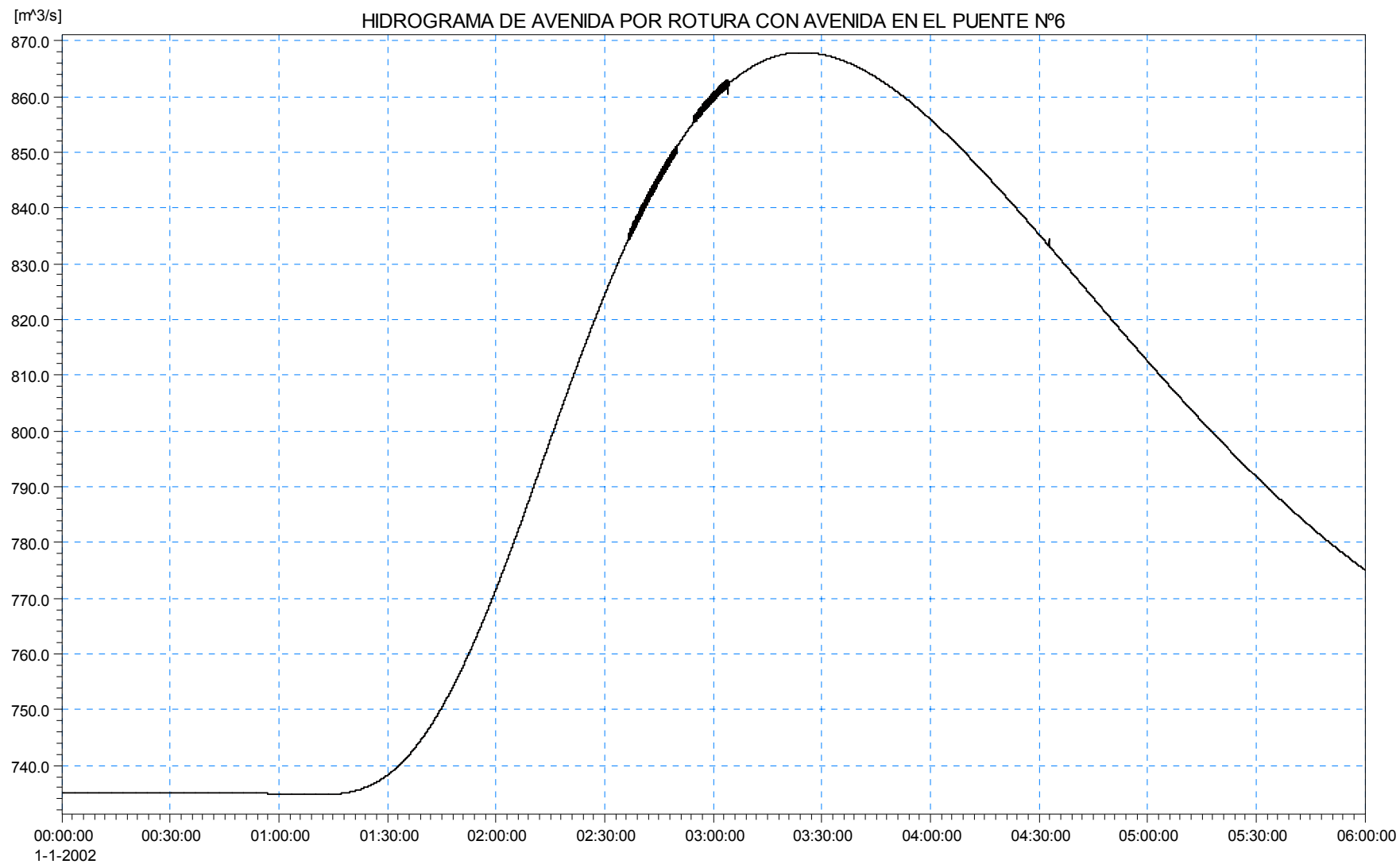




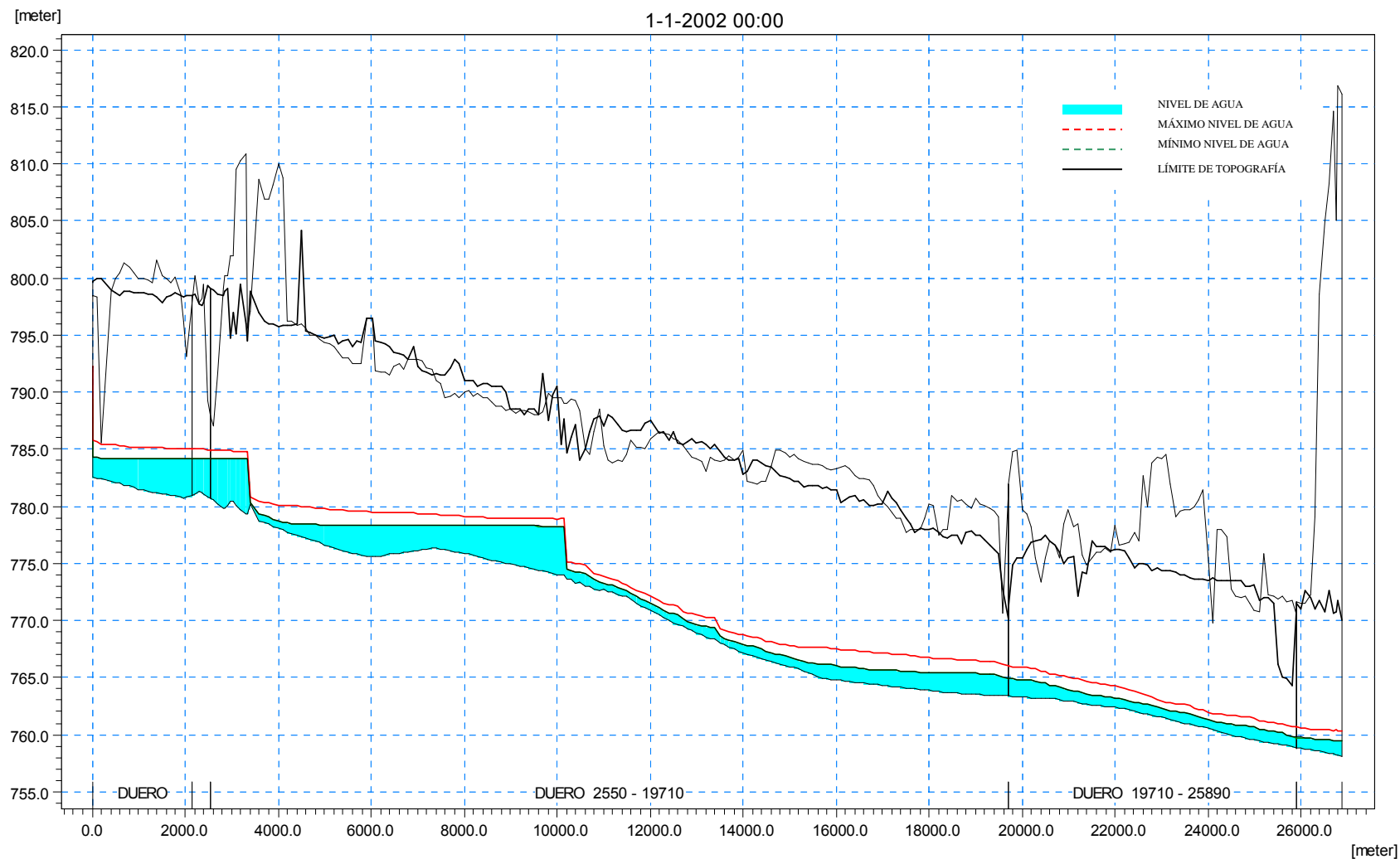




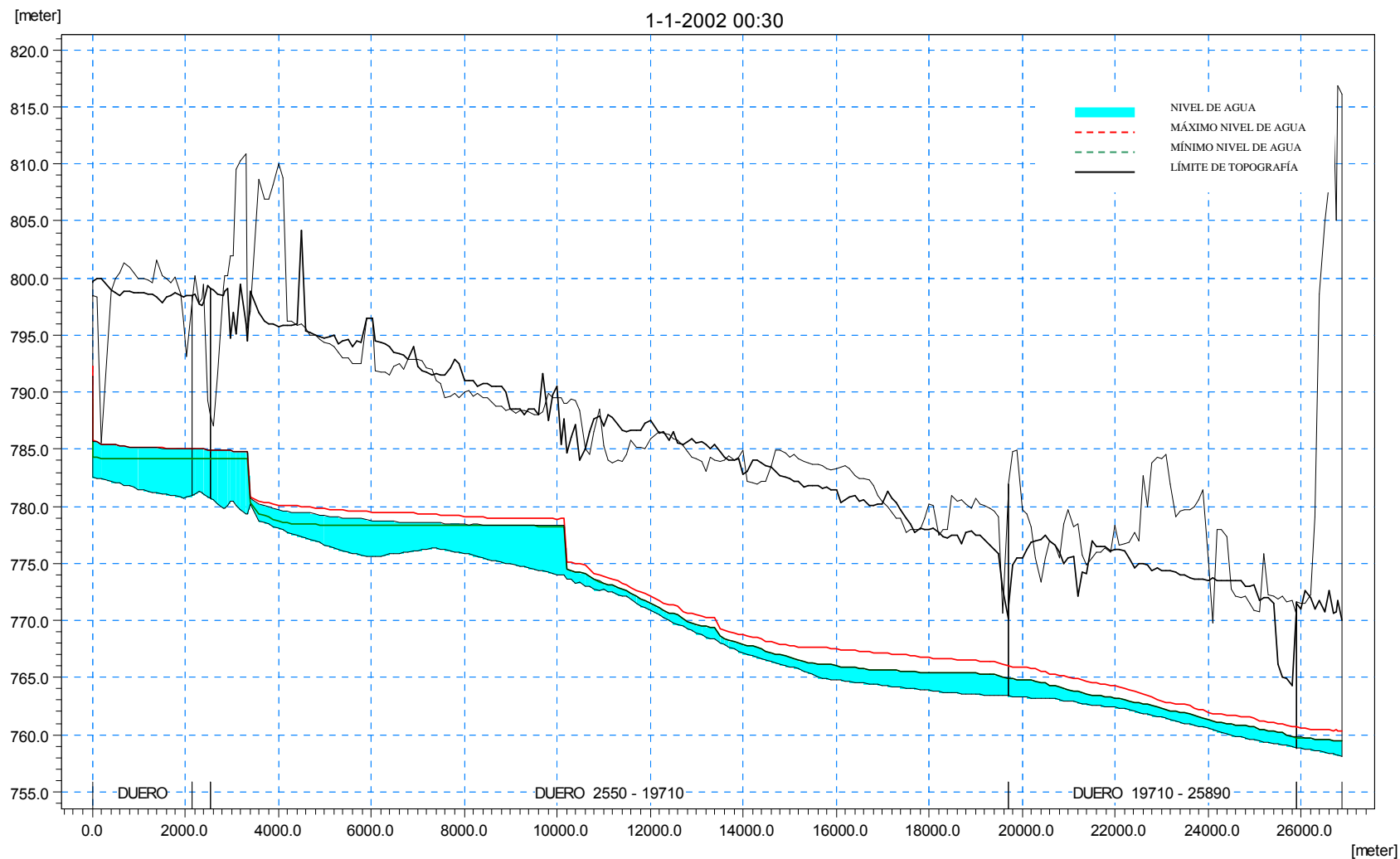




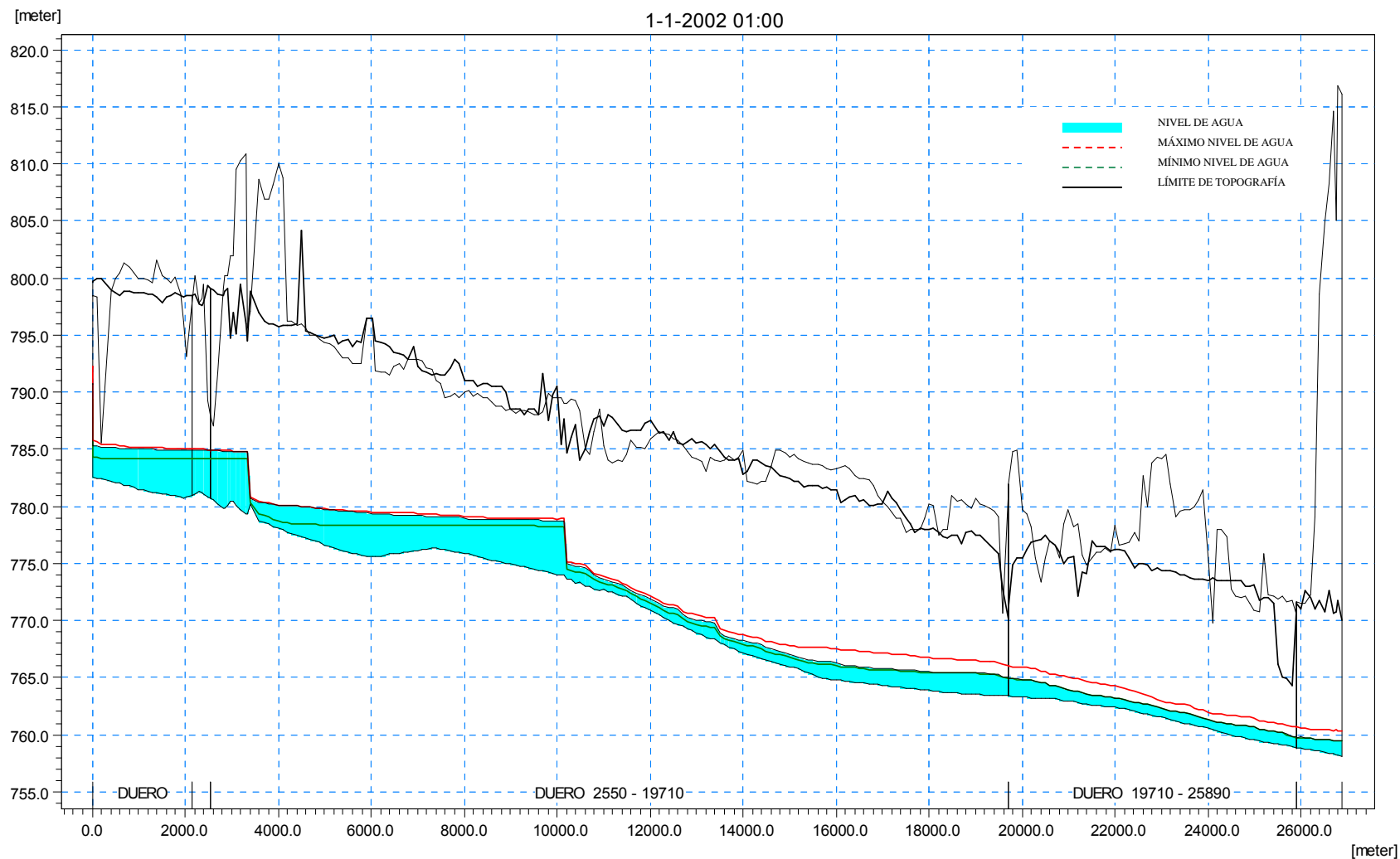
## ESCENARIO DE ROTURA DE COMPUERTAS (A1)



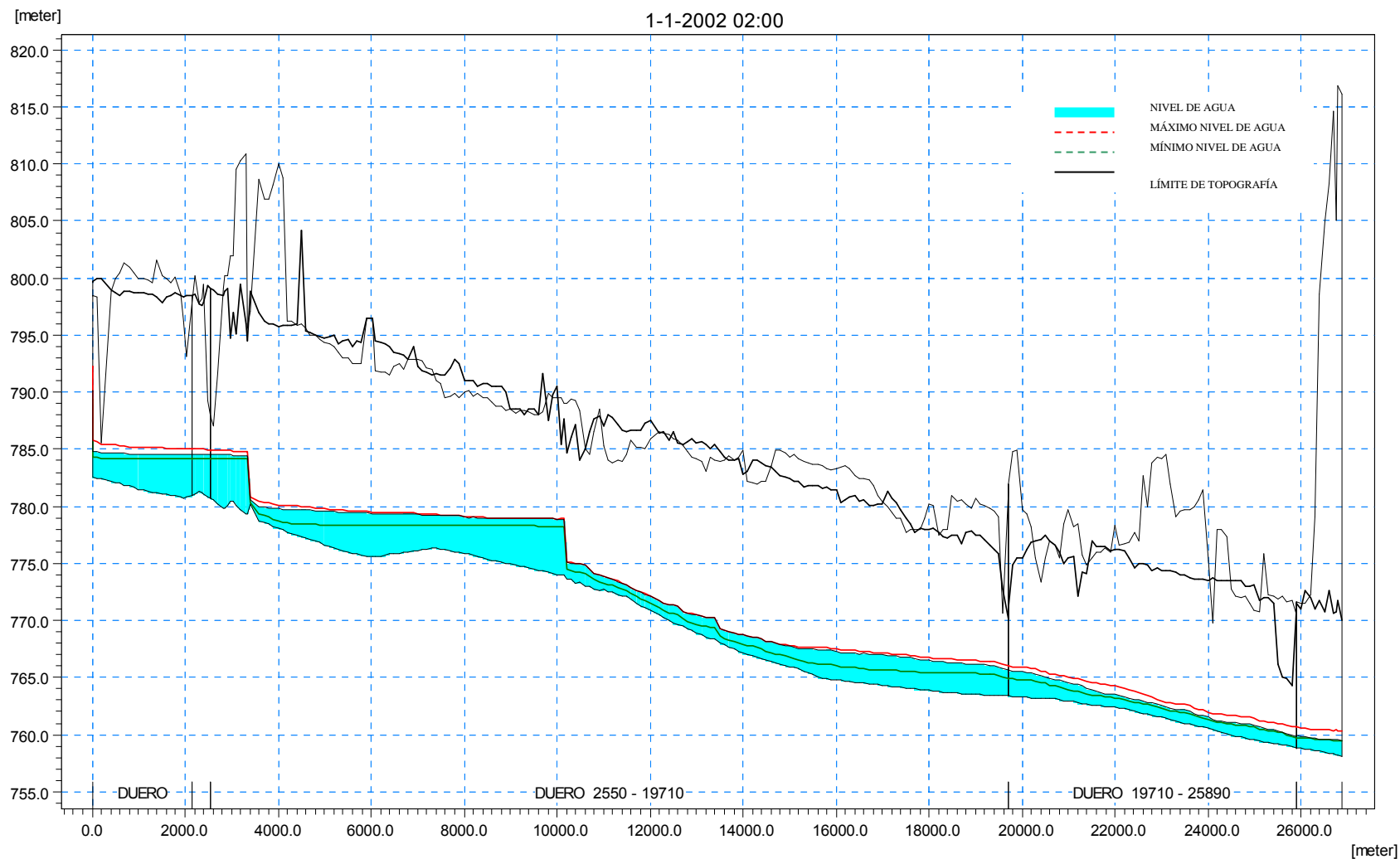
Situación inicial



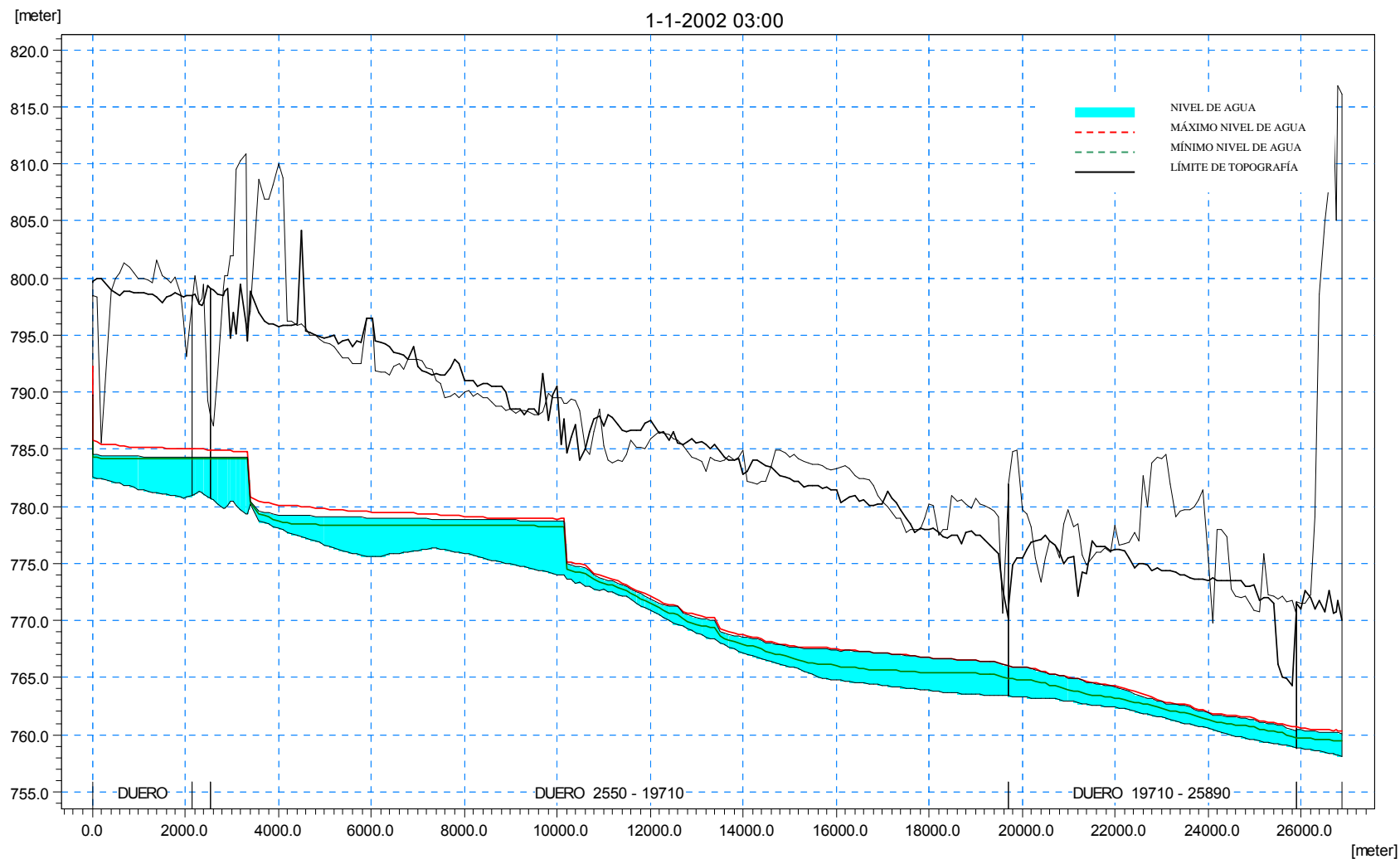
Situación media horas tras inicio de la rotura



Situación 1 h tras inicio de la rotura

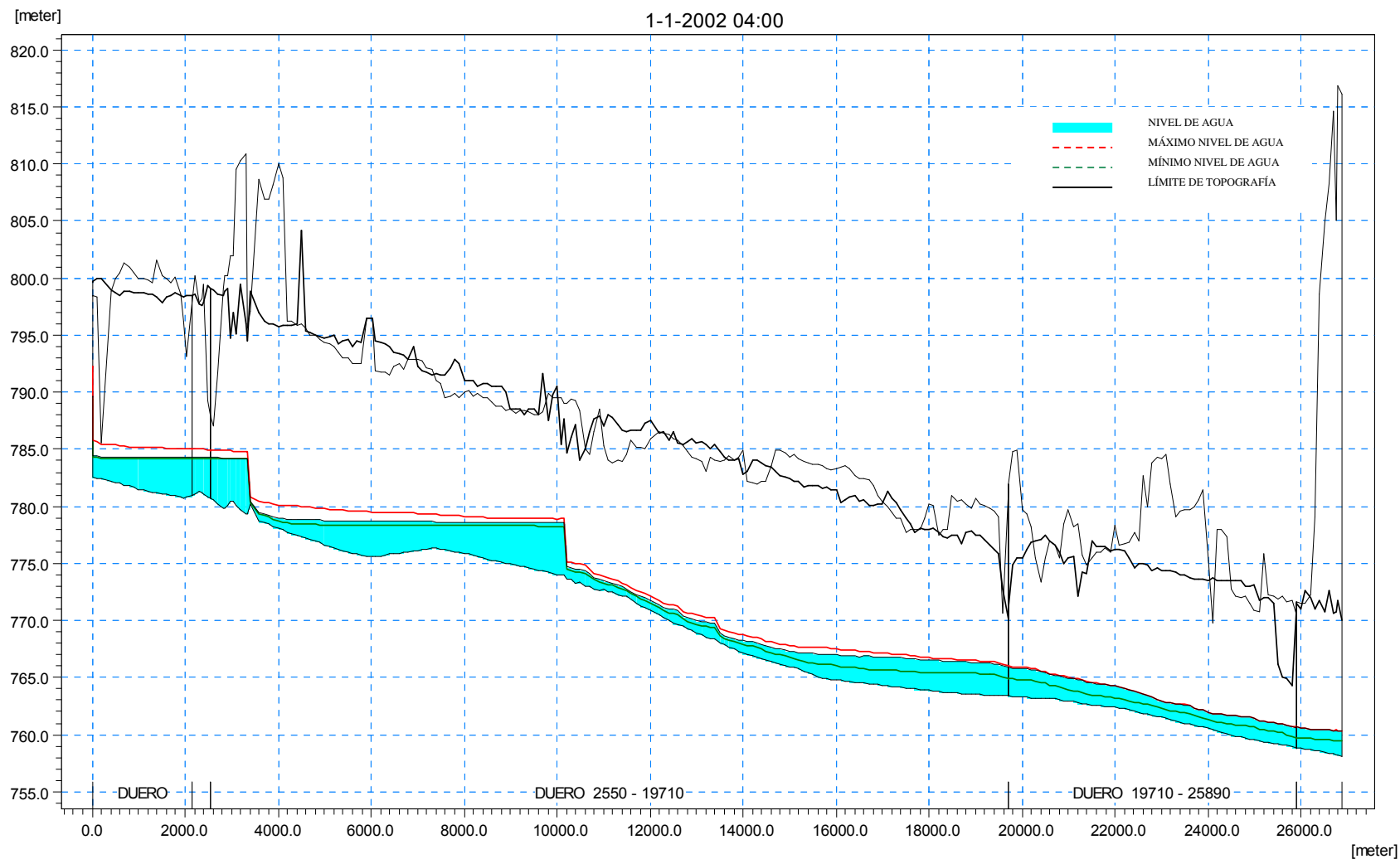


Situación 2 h tras inicio de la rotura

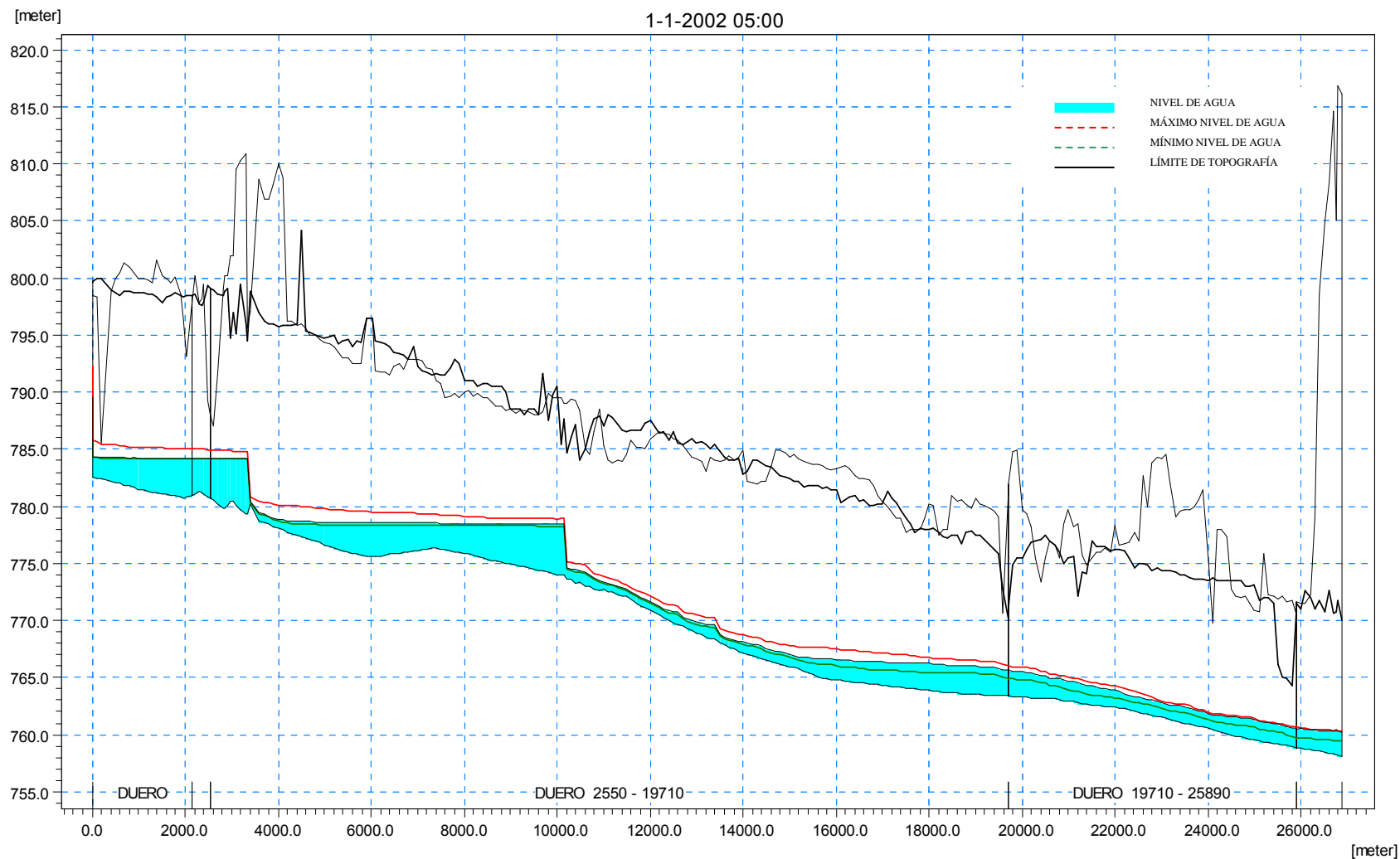


Situación 3 horas tras inicio de la rotura

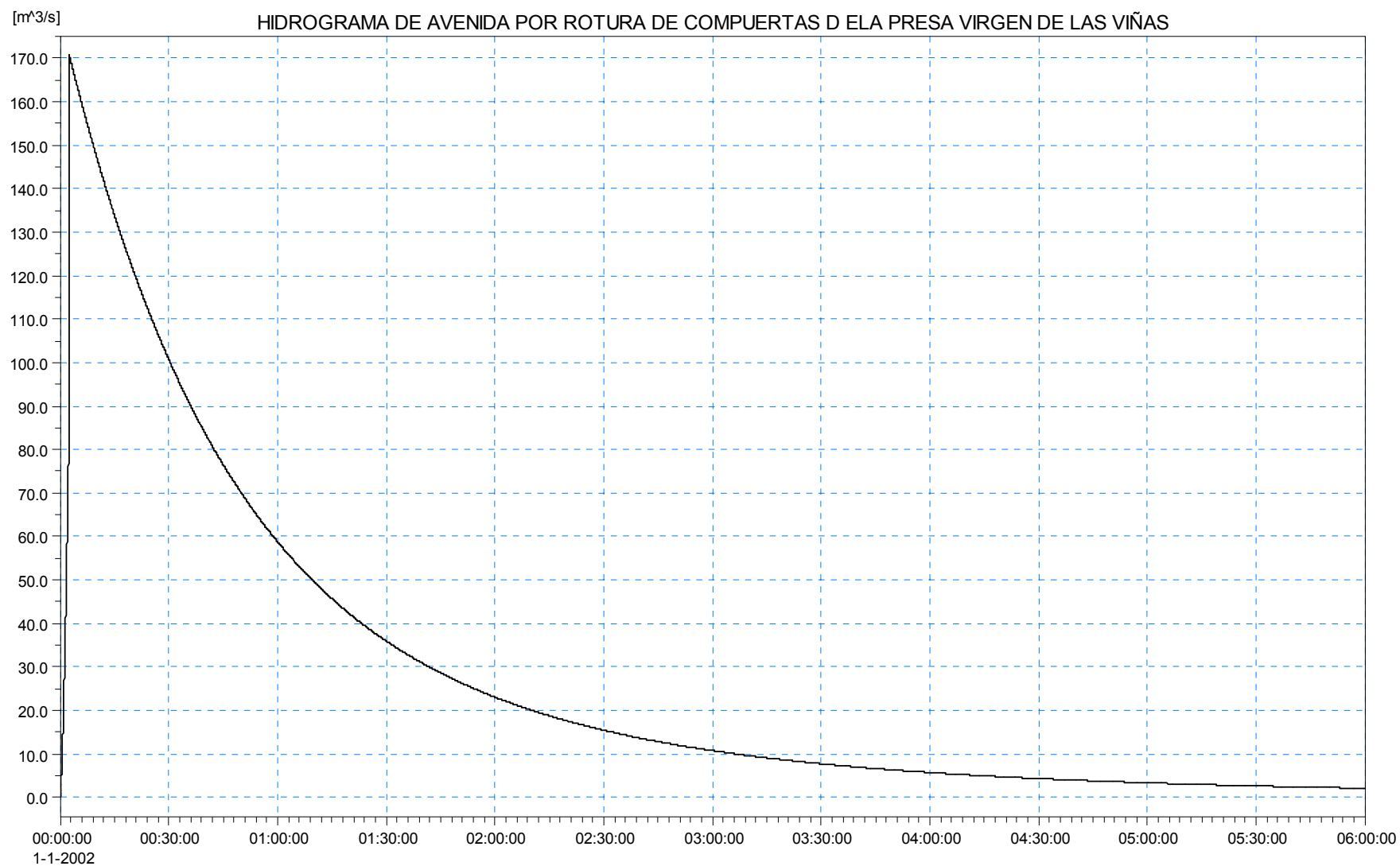


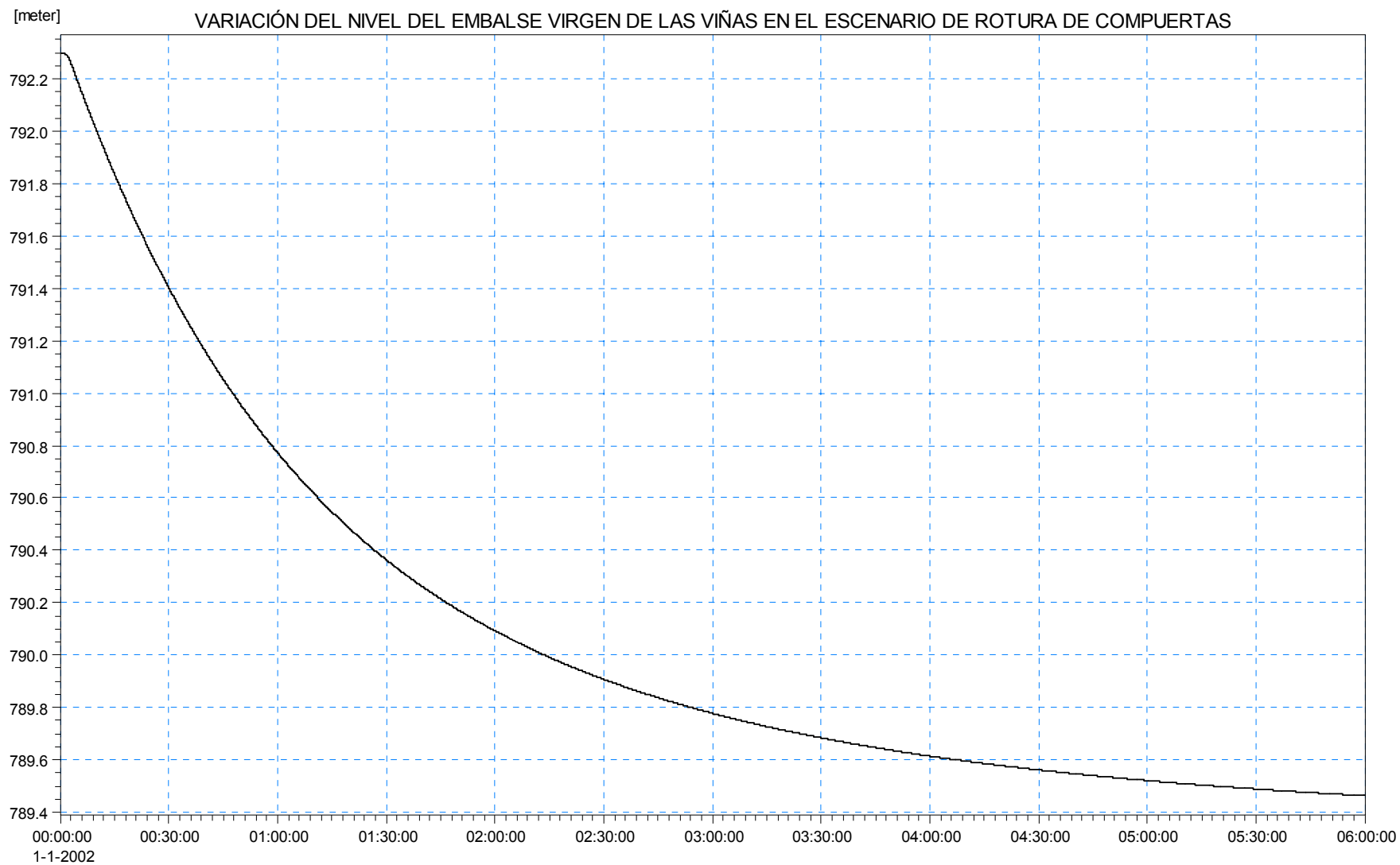


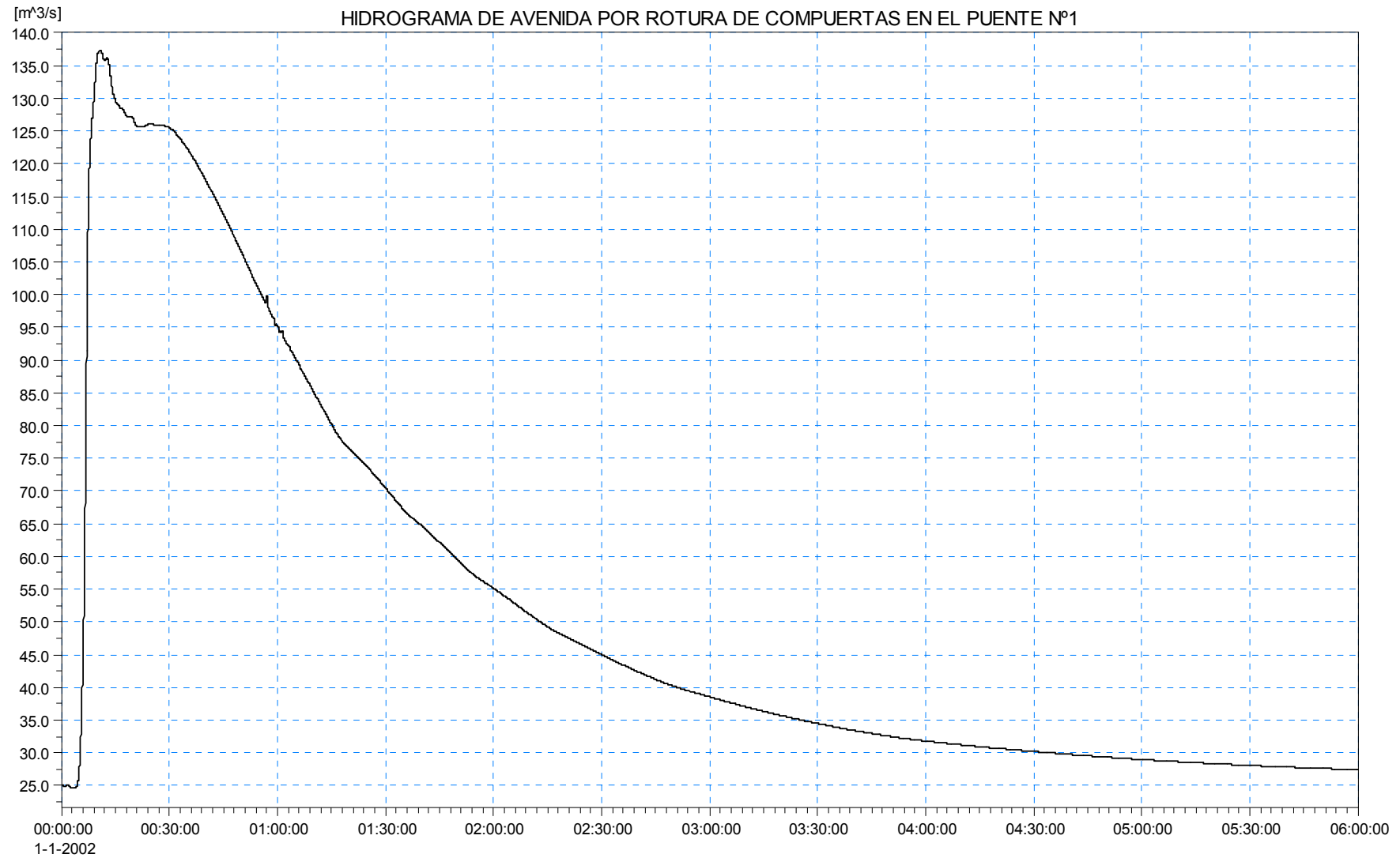
Situación 4 h tras inicio de la rotura

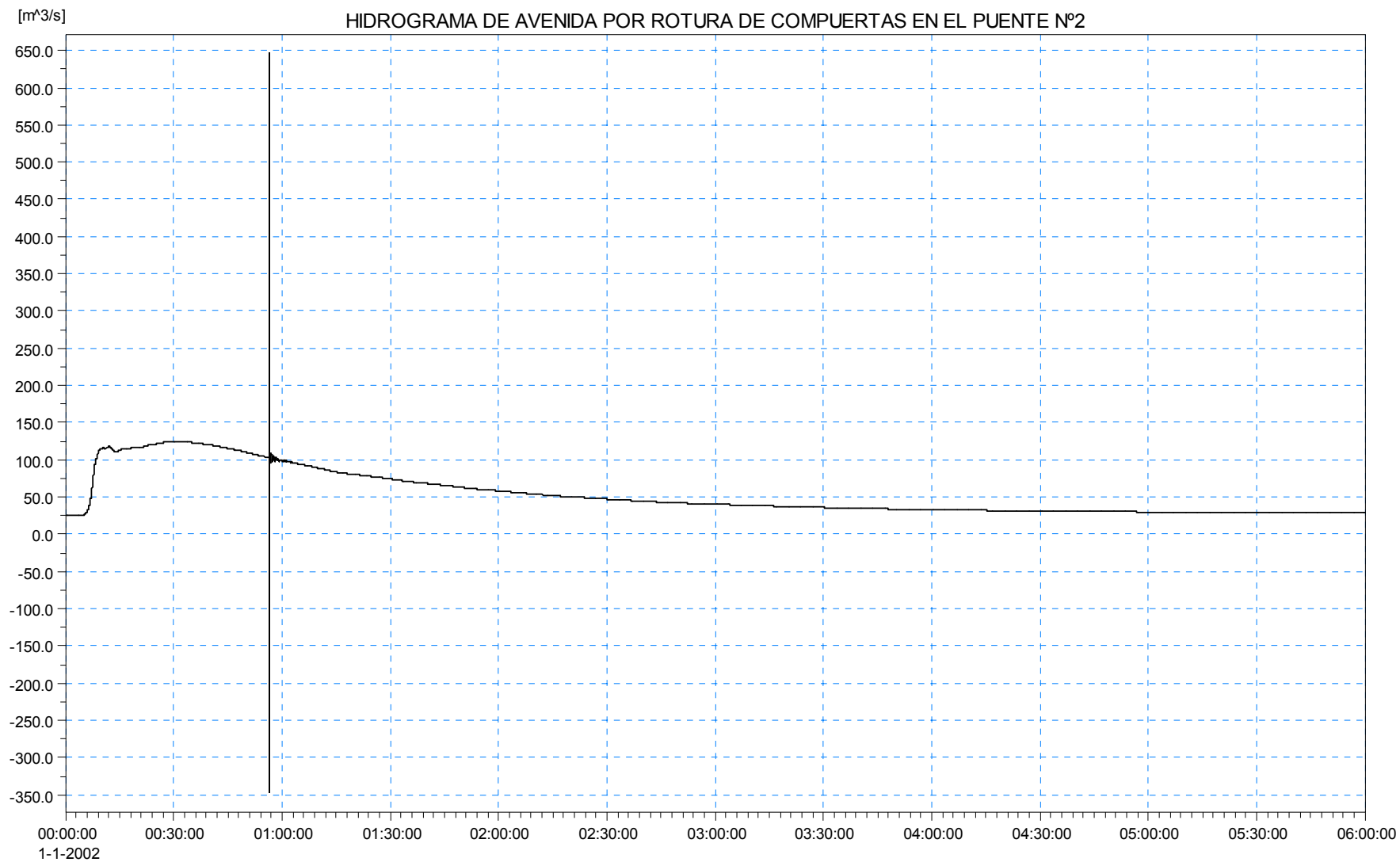


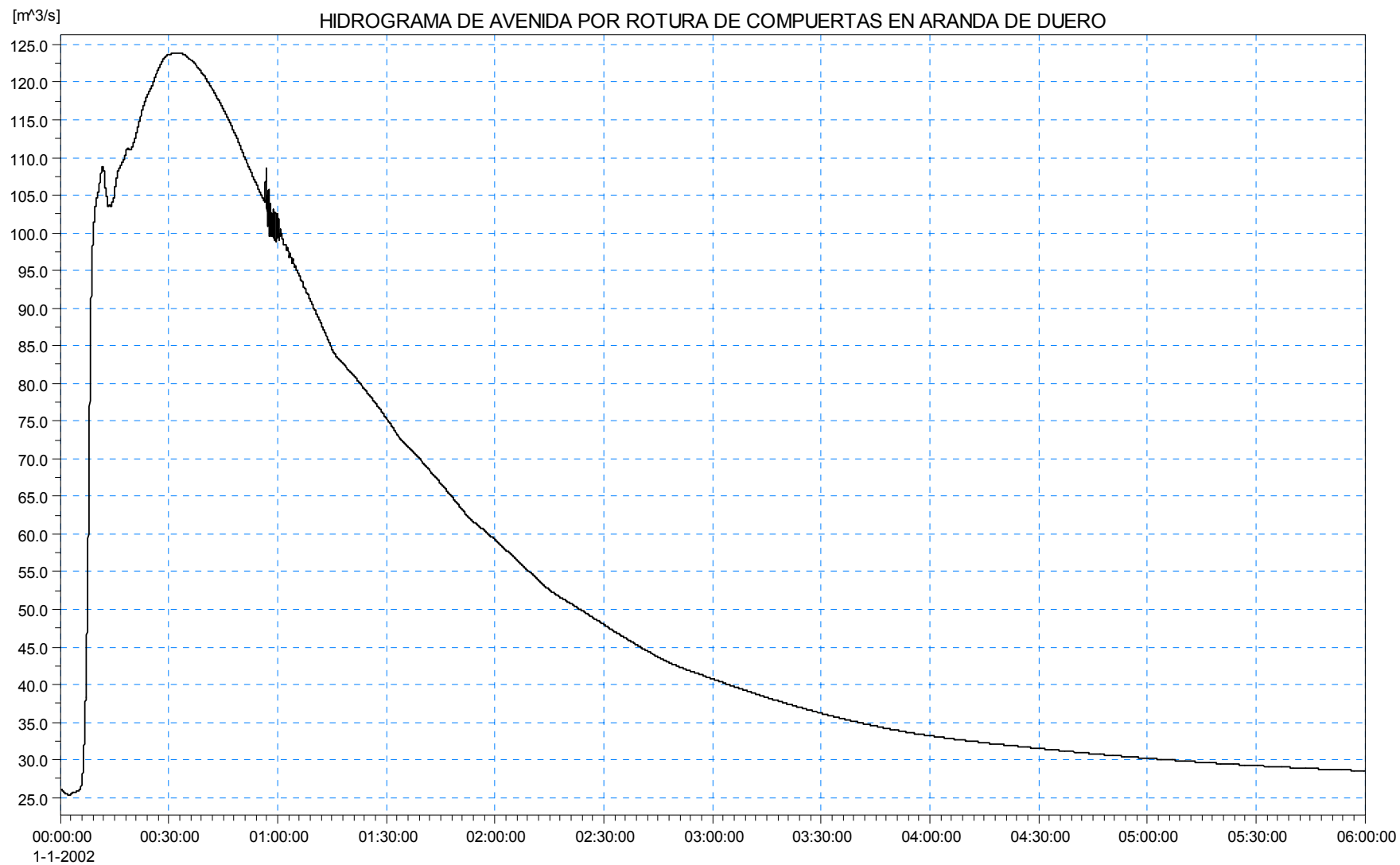
Situación 5 h tras inicio de la rotura

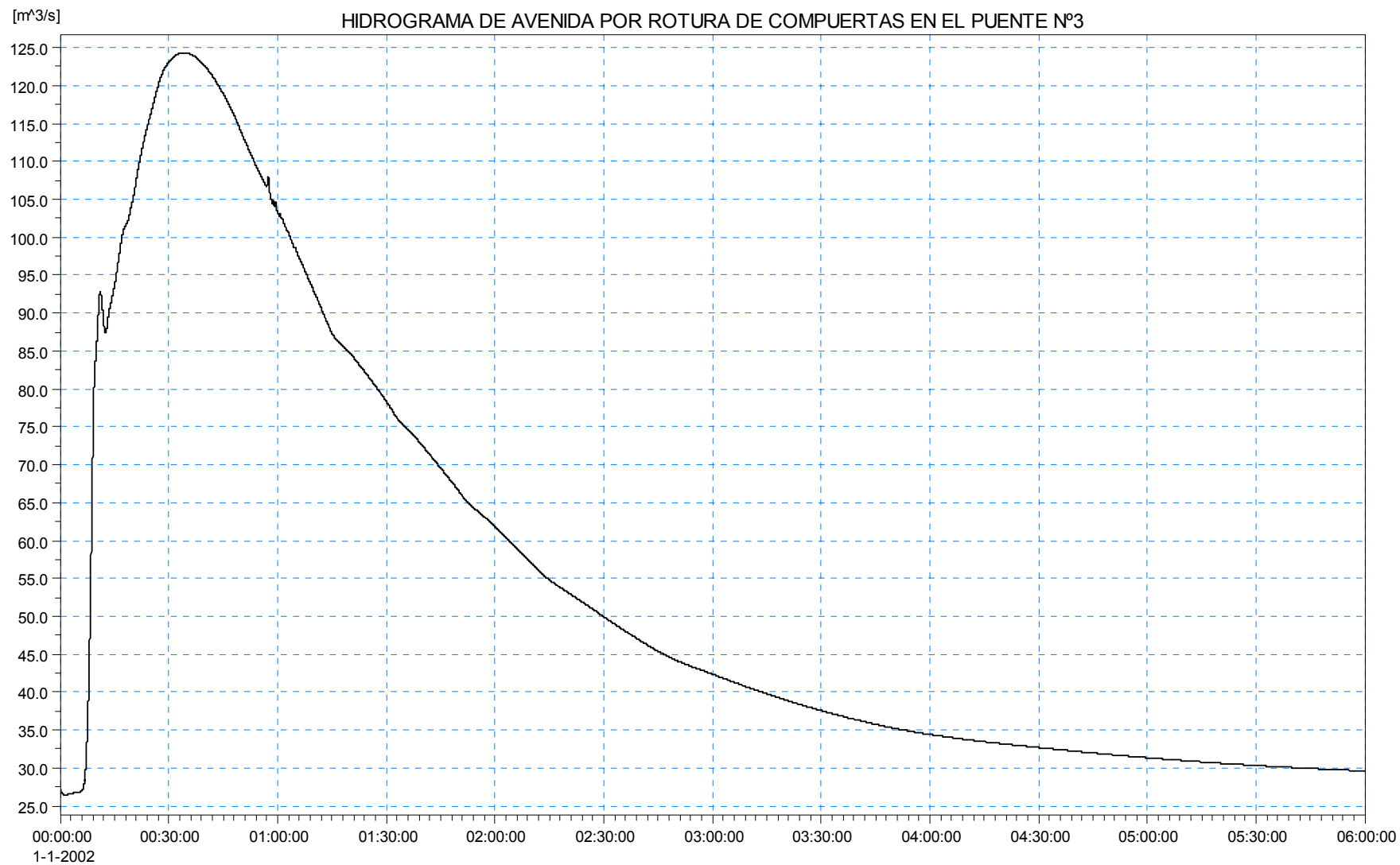




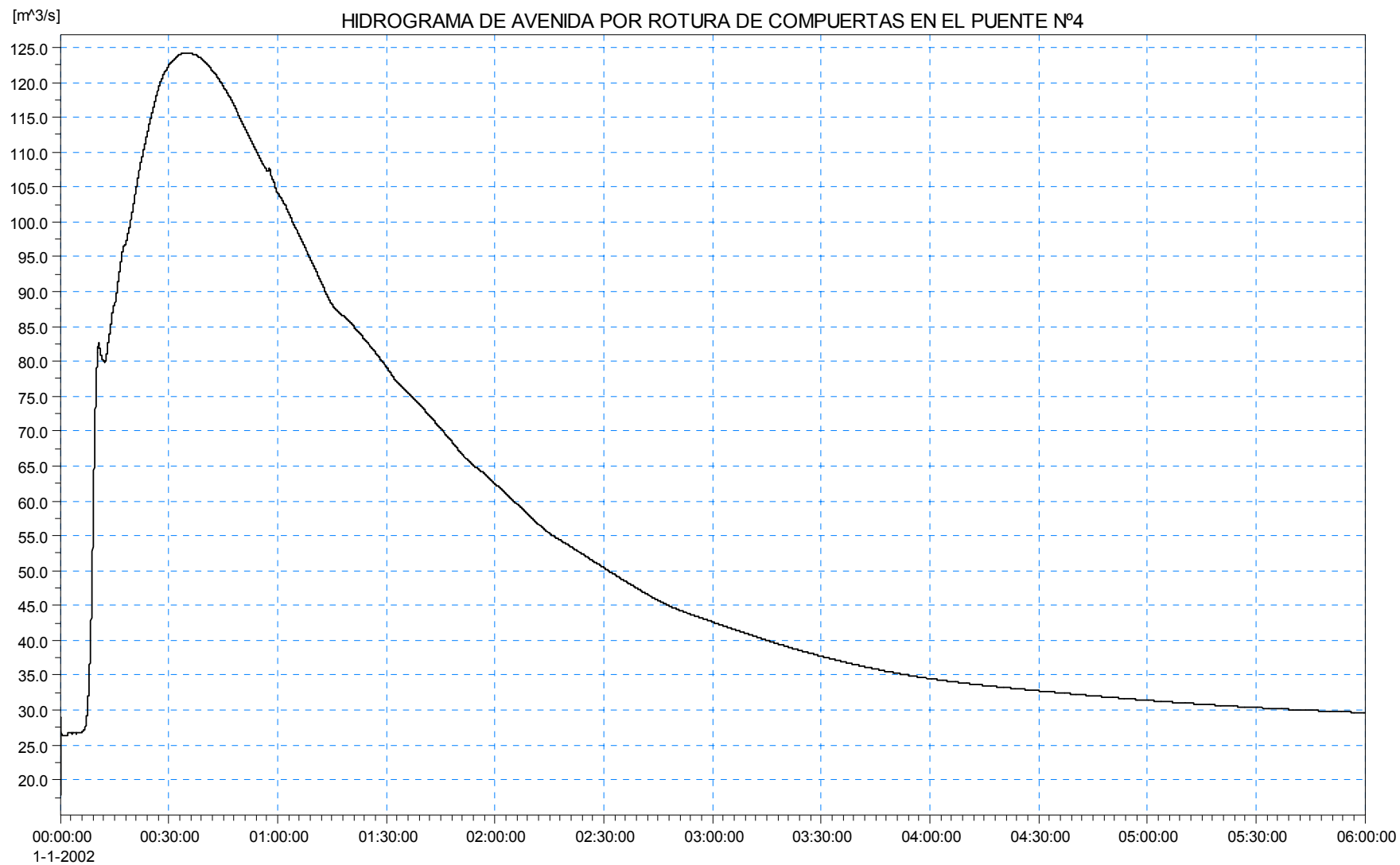


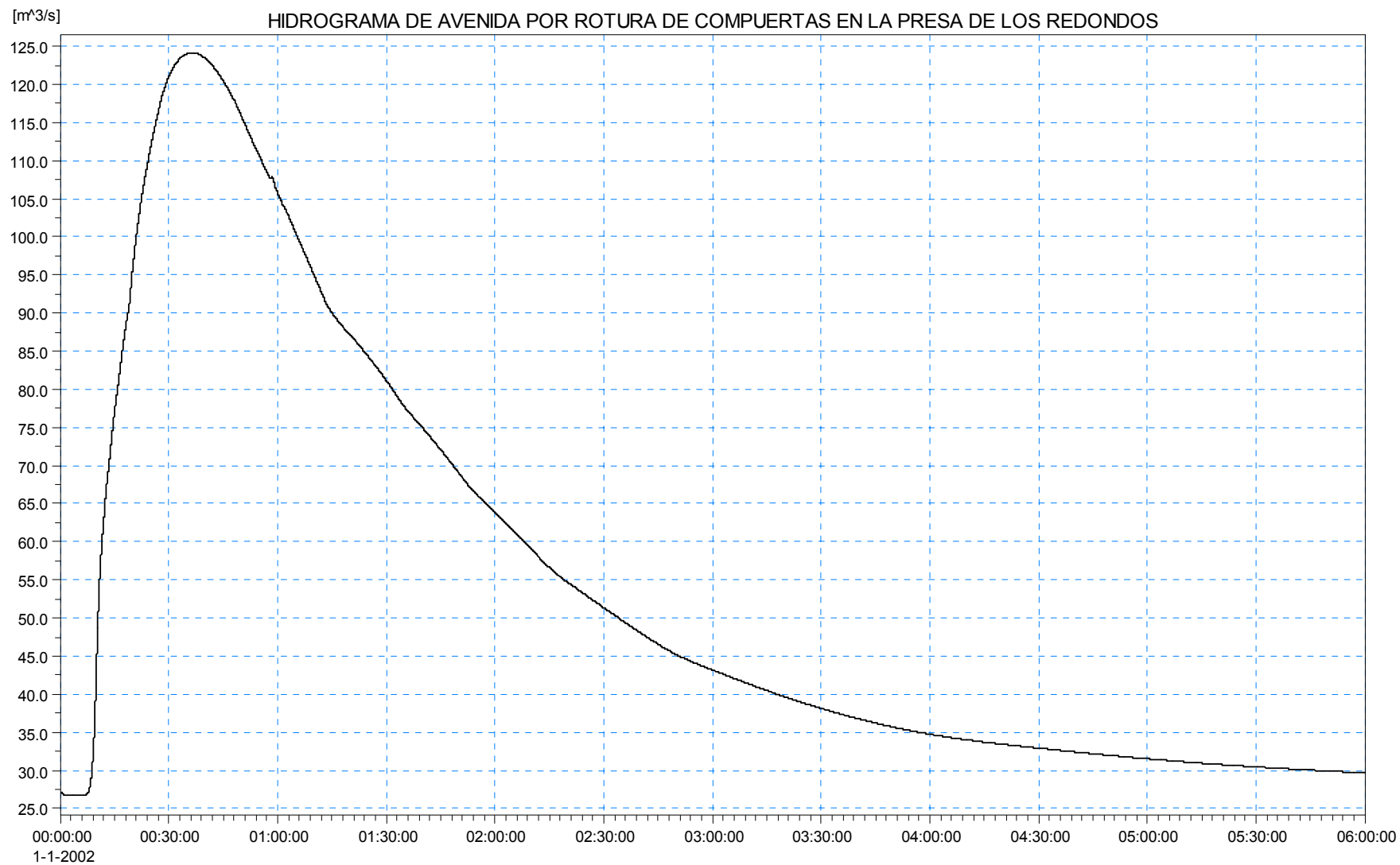


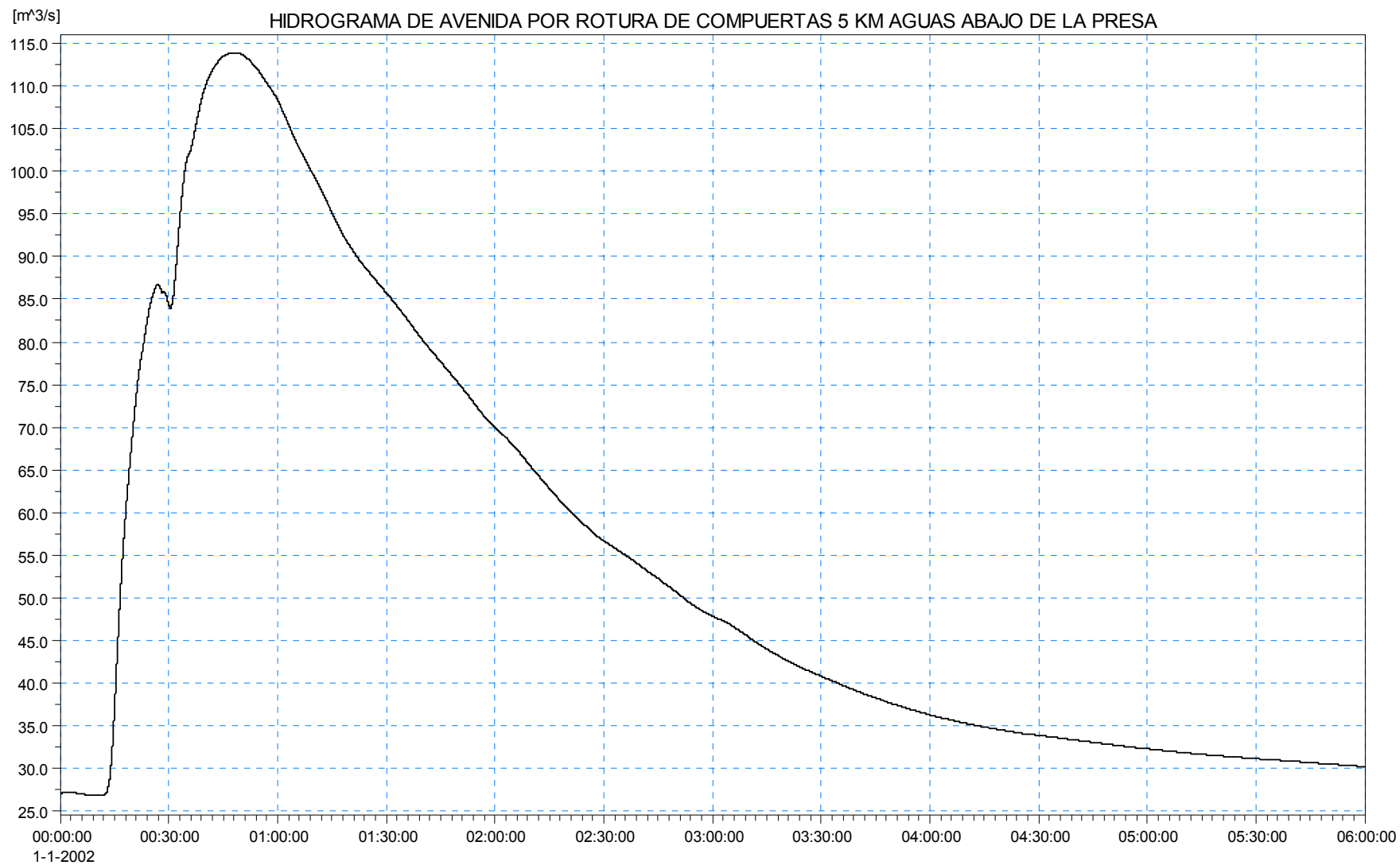


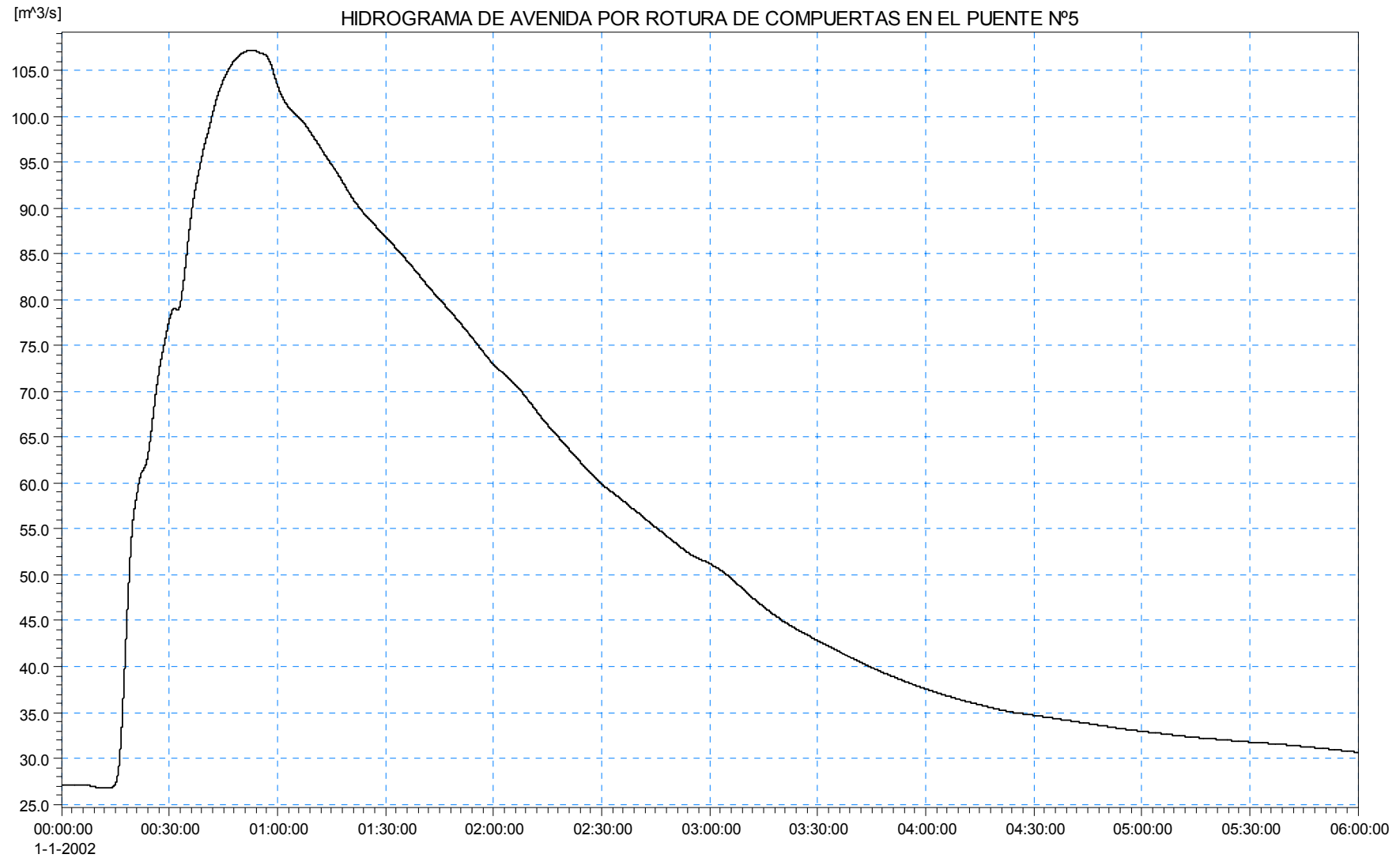


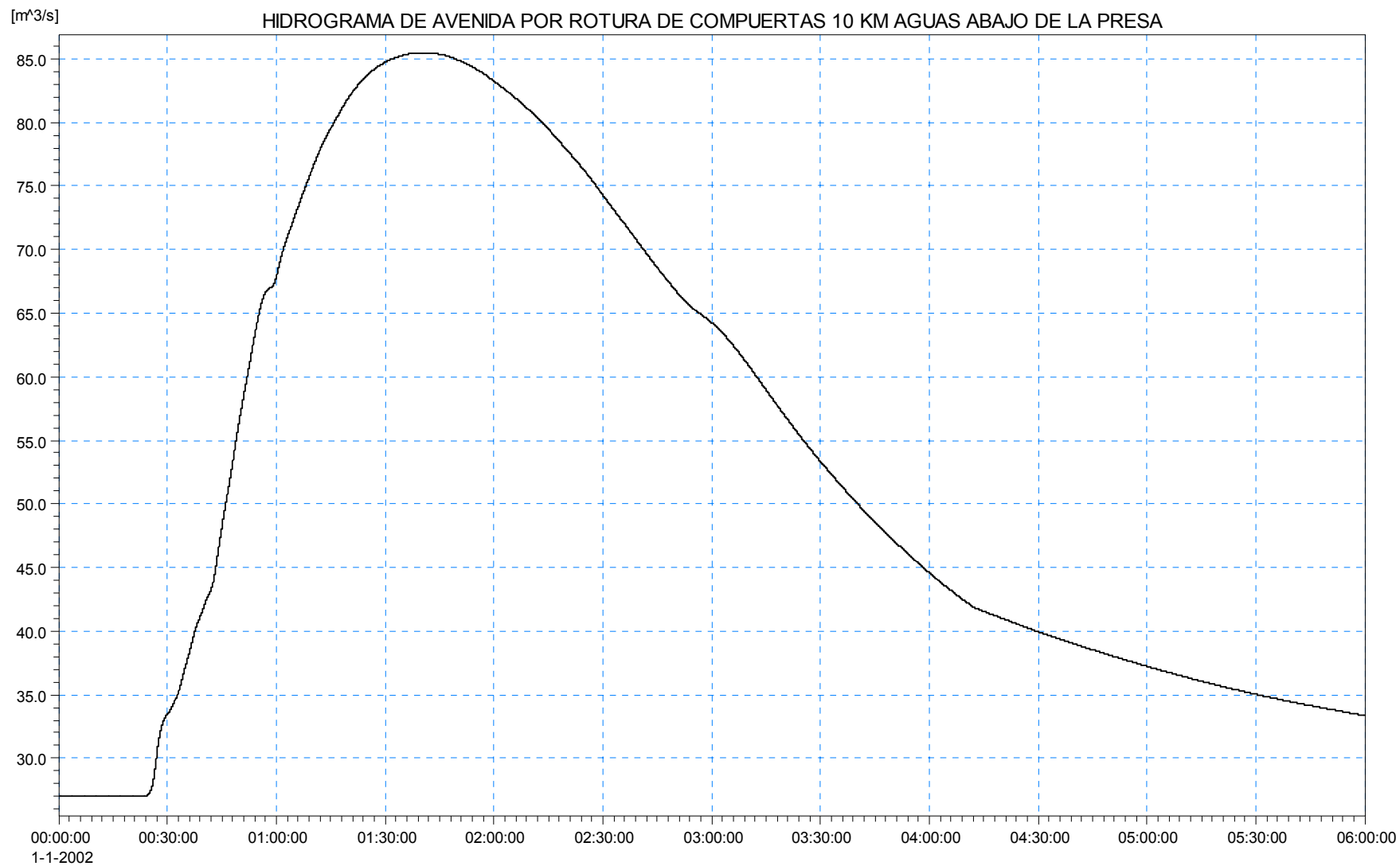


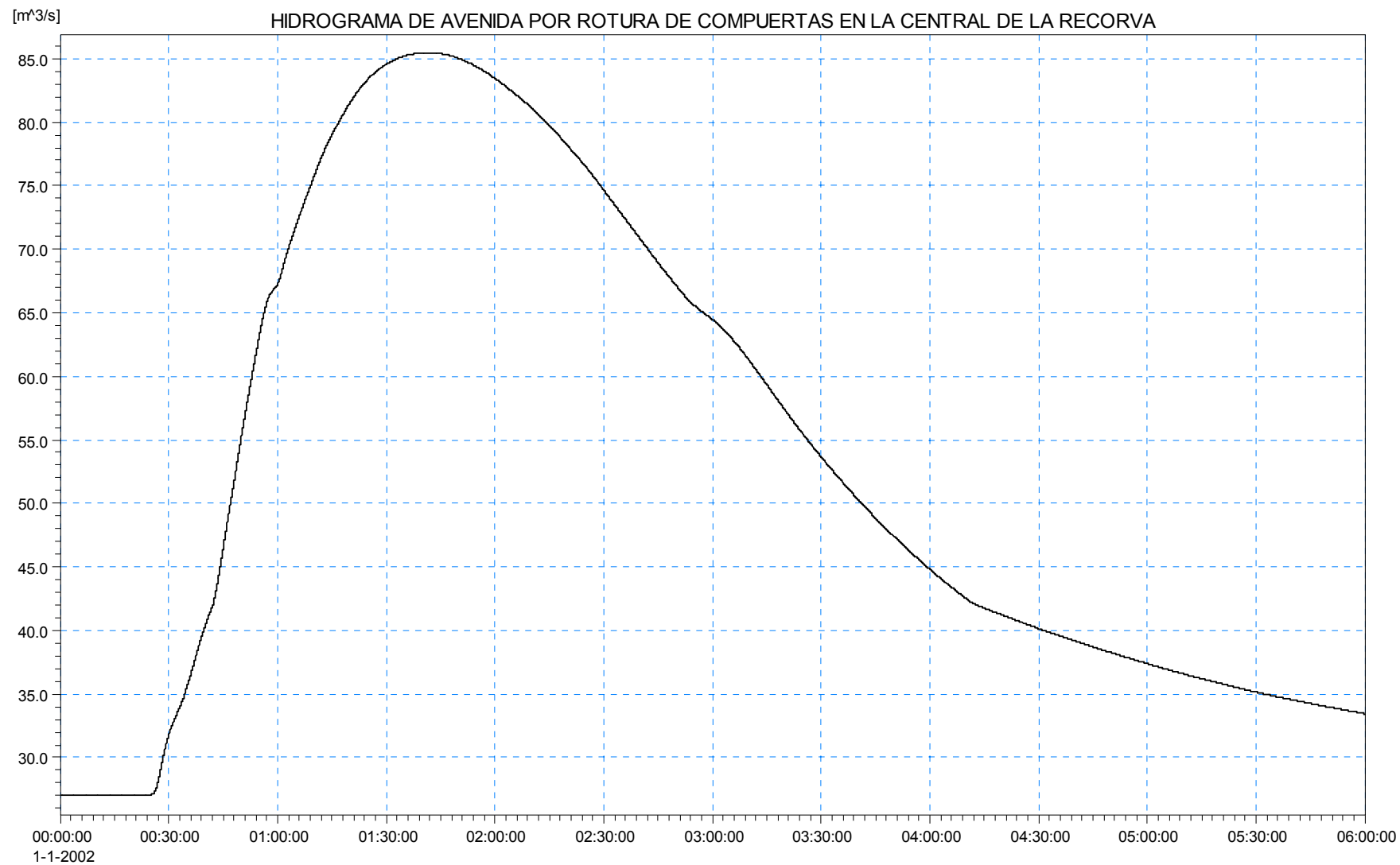


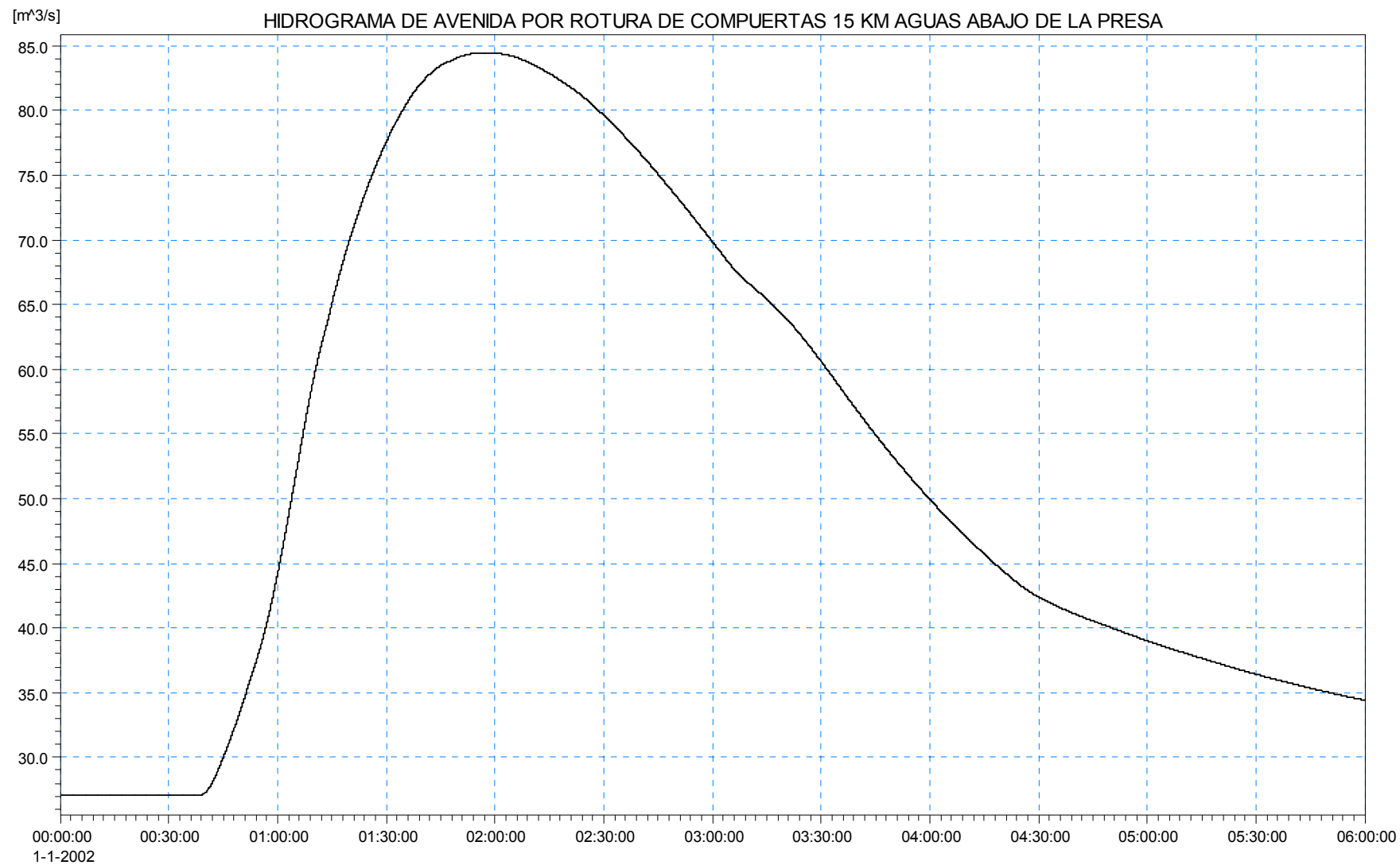


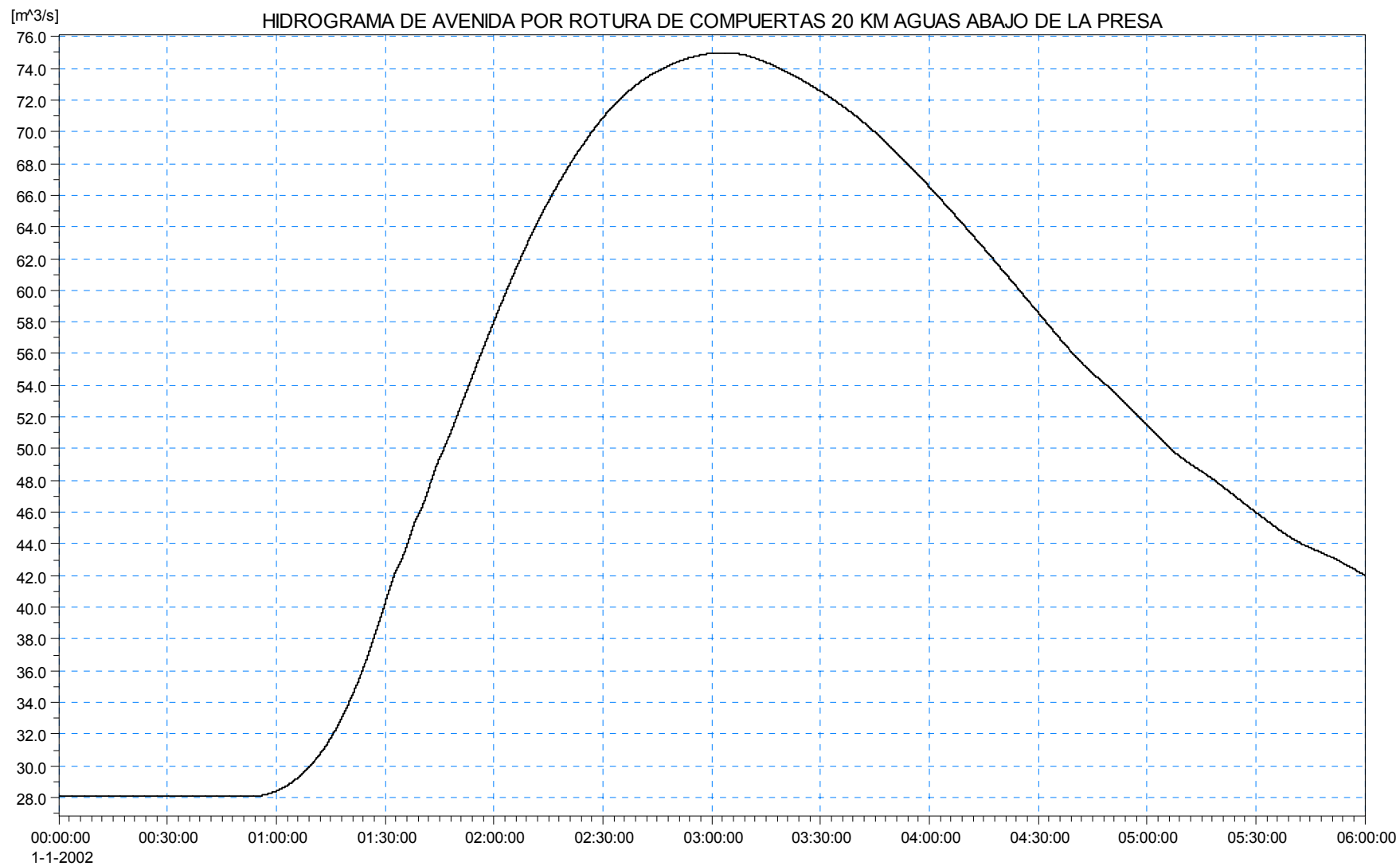




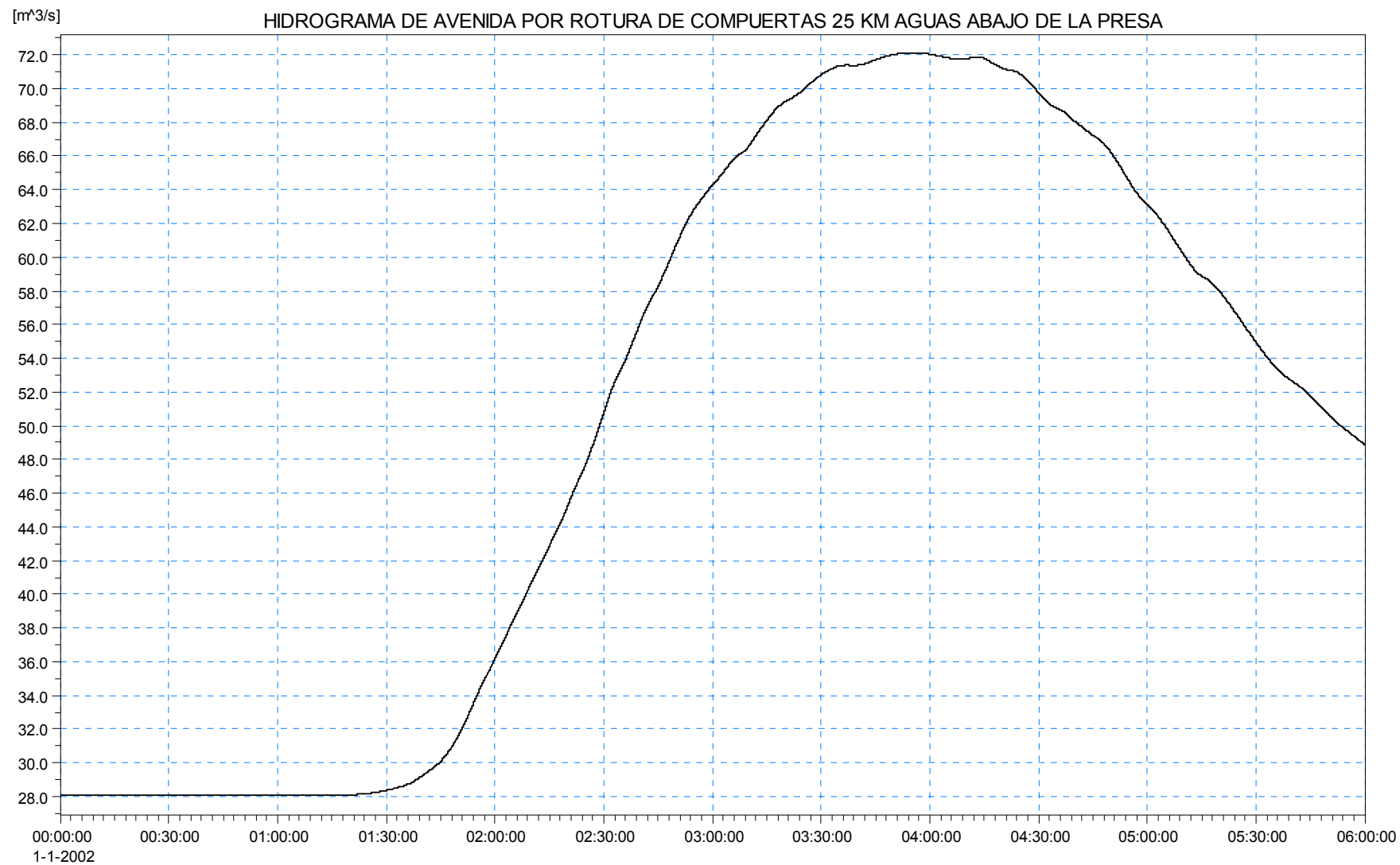


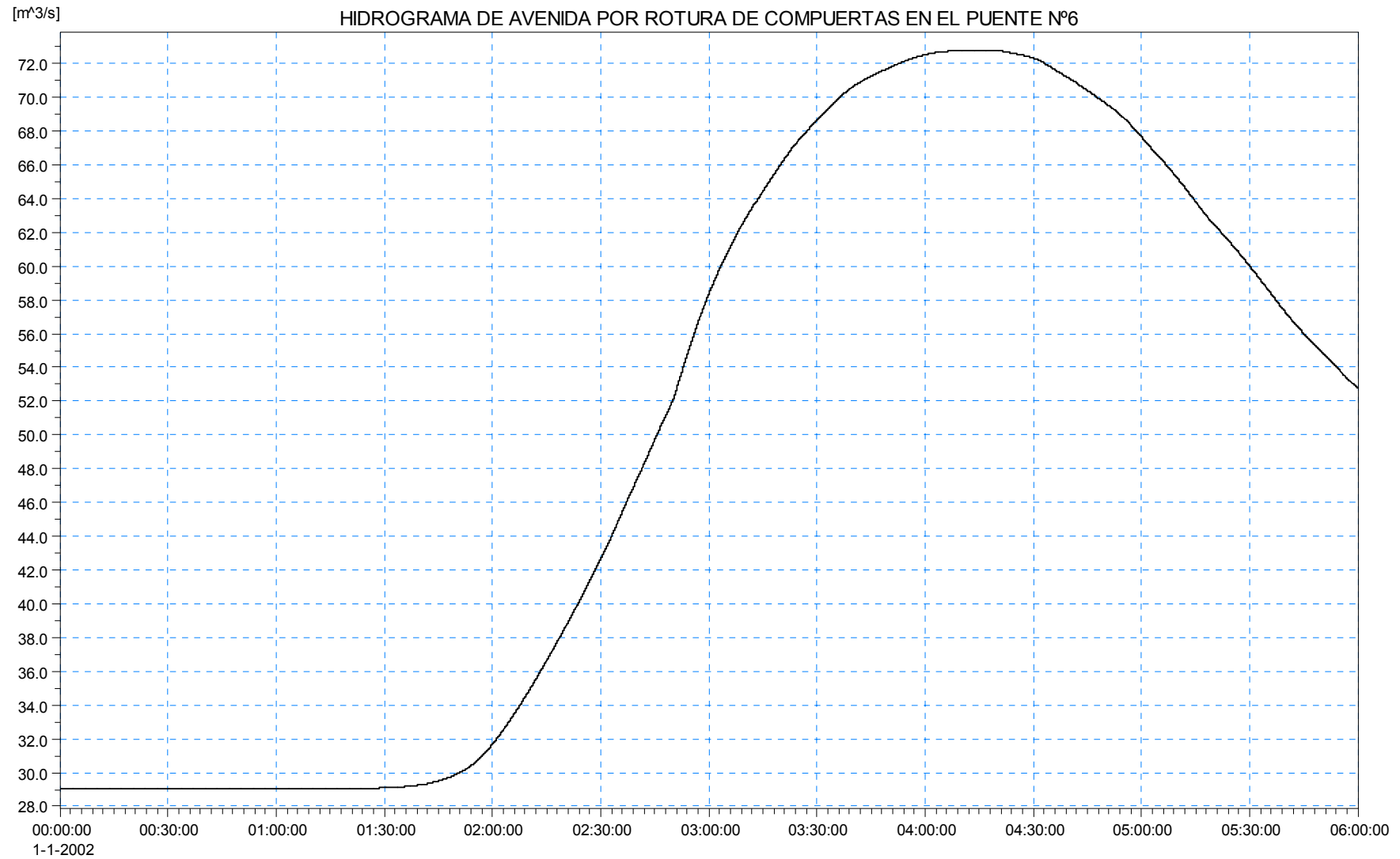












## **APÉNDICE 4**

### **PLANOS ÁREAS INUNDABLES**

## ÍNDICE

### 1. HIPÓTESIS DE ROTURA SIN AVENIDA

- 1.1. ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS DE LLEGADA DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE A LA HIPÓTESIS DE ROTURA SIN AVENIDA (4 HOJAS)
- 1.2. ÁREAS INUNDABLES CORRESPONDIENTES A LA ½, 1 Y 2 HORAS PARA LA HIPÓTESIS DE ROTURA SIN AVENIDA (4 HOJAS)
- 1.3. PERFIL LONGITUDINAL DE LA ENVOLVENTE DE CALADOS PARA LA HIPÓTESIS DE ROTURA SIN AVENIDA (4 HOJAS)

### 2. HIPÓTESIS DE ROTURA CON AVENIDA

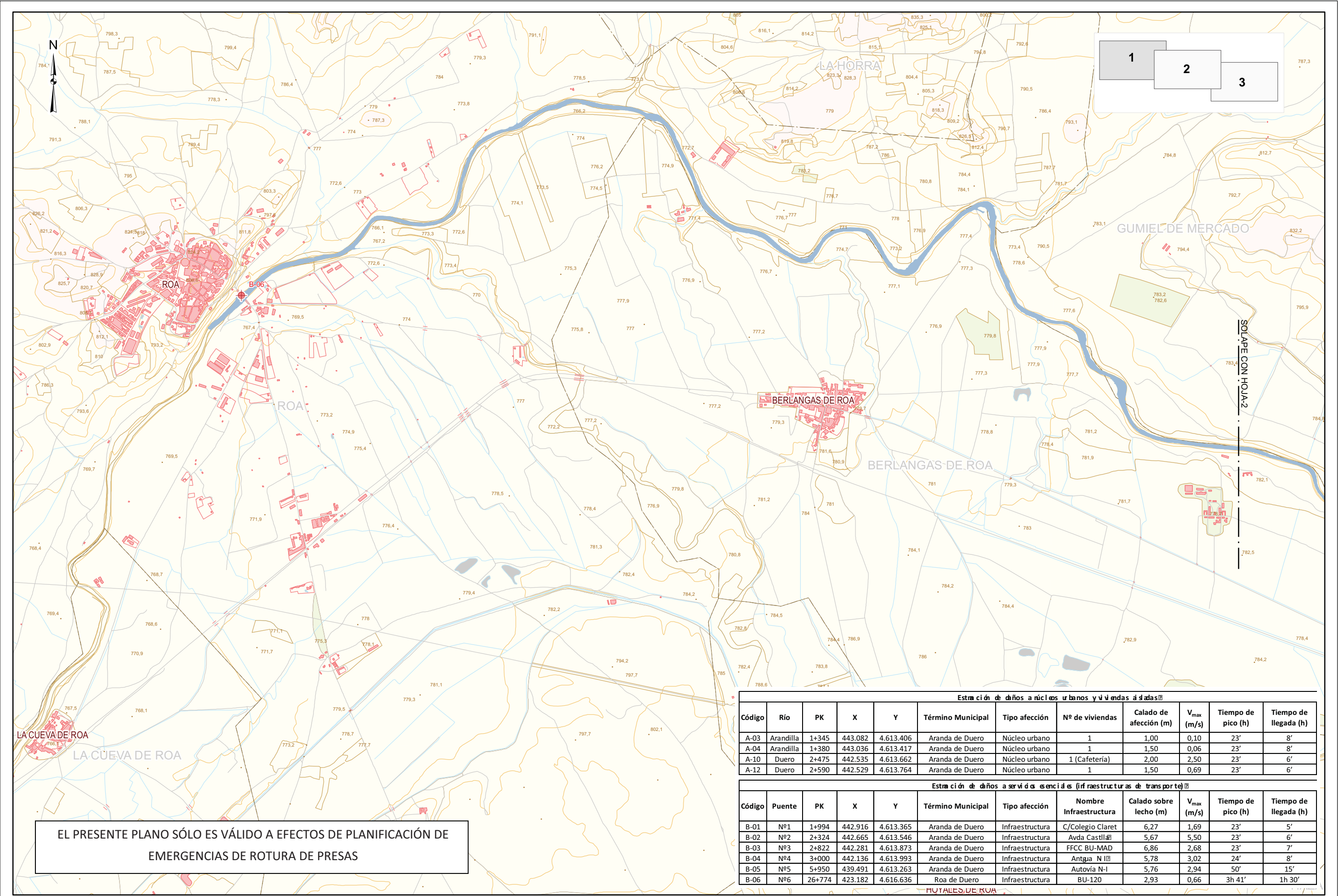
- 2.1. ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS DE LLEGADA DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE A LA HIPÓTESIS DE ROTURA CON AVENIDA (4 HOJAS)
- 2.2. ÁREAS INUNDABLES CORRESPONDIENTES A LA ½, 1 Y 2 HORAS PARA LA HIPÓTESIS DE ROTURA CON AVENIDA (4 HOJAS)
- 2.3. PERFIL LONGITUDINAL DE LA ENVOLVENTE DE CALADOS PARA LA HIPÓTESIS DE ROTURA CON AVENIDA (4 HOJAS)

### 3. HIPÓTESIS DE ROTURA DE COMPUERTAS

- 3.1. ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS DE LLEGADA DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE A LA HIPÓTESIS DE ROTURA DE COMPUERTAS (4 HOJAS)
- 3.2. PERFIL LONGITUDINAL DE LA ENVOLVENTE DE CALADOS PARA LA HIPÓTESIS DE ROTURA DE COMPUERTAS (4 HOJAS)

## **1. HIPÓTESIS DE ROTURA SIN AVENIDA**

1.1. ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS DE LLEGADA  
DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE A LA HIPÓTESIS DE ROTURA SIN  
AVENIDA (4 HOJAS)



Estración de daños a núcleos urbanos y viviendas adosadas											
Código	Río	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nº de viviendas	Calado de afección (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
A-03	Arandilla	1+345	443.082	4.613.406	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,00	0,10	23'	8'
A-04	Arandilla	1+380	443.036	4.613.417	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,50	0,06	23'	8'
A-10	Duero	2+475	442.535	4.613.662	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1 (Cafetería)	2,00	2,50	23'	6'
A-12	Duero	2+590	442.529	4.613.764	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,50	0,69	23'	6'

Estración de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte)											
Código	Puente	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nombre Infraestructura	Calado sobre lecho (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
B-01	Nº1	1+994	442.916	4.613.365	Aranda de Duero	Infraestructura	C/Colegio Claret	6,27	1,69	23'	5'
B-02	Nº2	2+324	442.665	4.613.546	Aranda de Duero	Infraestructura	Avda Castilla	5,67	5,50	23'	6'
B-03	Nº3	2+822	442.281	4.613.873	Aranda de Duero	Infraestructura	FFCC BU-MAD	6,86	2,68	23'	7'
B-04	Nº4	3+000	442.136	4.613.993	Aranda de Duero	Infraestructura	Antigua N-1	5,78	3,02	24'	8'
B-05	Nº5	5+950	439.491	4.613.263	Aranda de Duero	Infraestructura	Autovía N-1	5,76	2,94	50'	15'
B-06	Nº6	26+774	423.182	4.616.636	Roa de Duero	Infraestructura	BU-120	2,93	0,66	3h 41'	1h 30'



TITULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES  
POR ROTURAO AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS  
T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

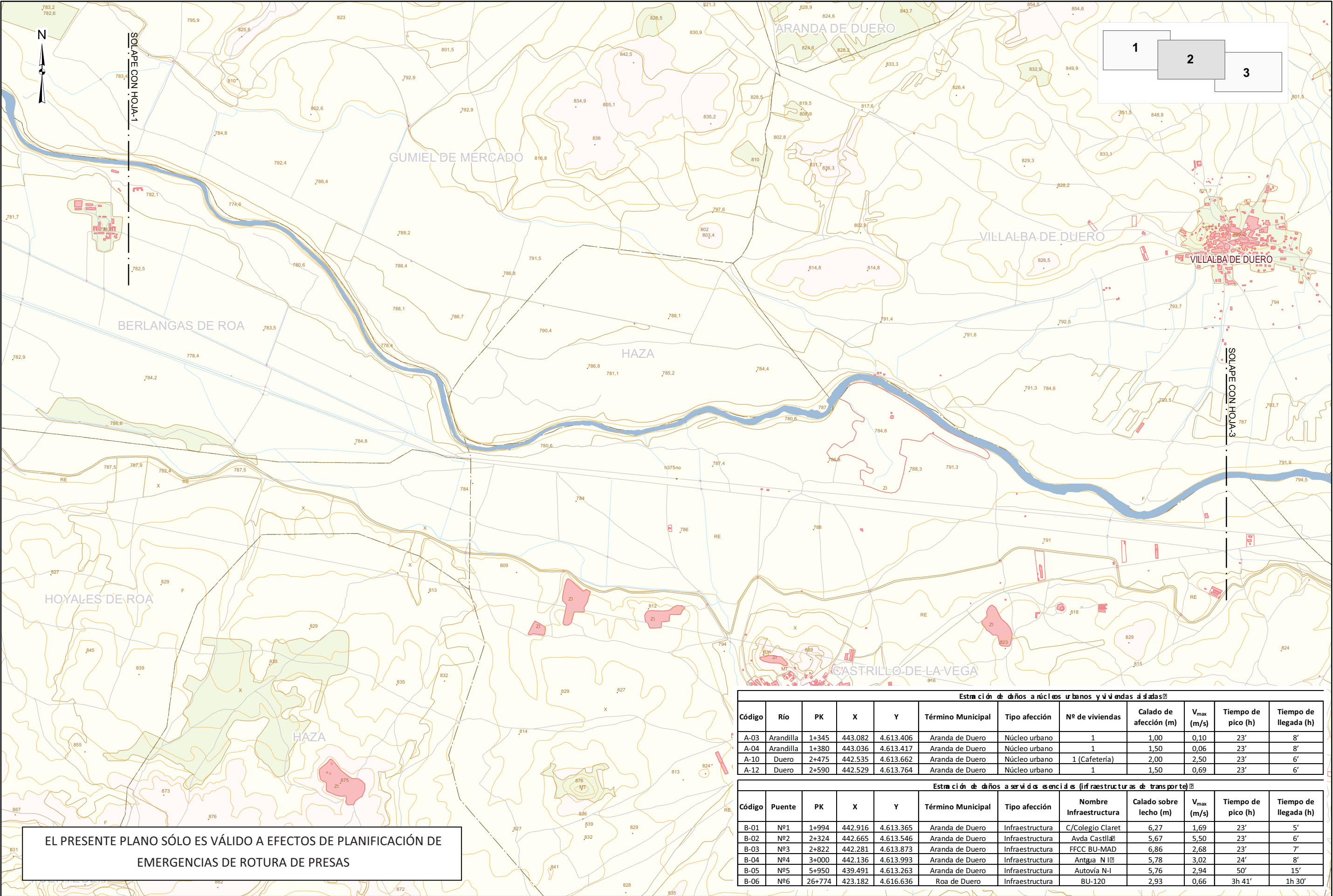
ESCALA ORIGINAL  
1:25.000  
NUMÉRICA  
DIN A-3

FECHA  
MARZO 2012

TITULO DE PLANO  
ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS  
DE LLEGADA DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE  
A LA HIPÓTESIS DE ROTURA SIN AVENIDA

Nº DE PLANO  
1.1.  
Nº DE HOJA  
1 de 3





Estración de daños a núcleos urbanos y viviendas adas											
Código	Río	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nº de viviendas	Calado de afección (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
A-03	Arandilla	1+345	443.082	4.613.406	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,00	0,10	23'	8'
A-04	Arandilla	1+380	443.036	4.613.417	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,50	0,06	23'	8'
A-10	Duero	2+475	442.535	4.613.662	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1 (Cafetería)	2,00	2,50	23'	6'
A-12	Duero	2+590	442.529	4.613.764	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,50	0,69	23'	6'

Estración de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte)											
Código	Puente	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nombre Infraestructura	Calado sobre lecho (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
B-01	Nº1	1+994	442.916	4.613.365	Aranda de Duero	Infraestructura	C/Colegio Claret	6,27	1,69	23'	5'
B-02	Nº2	2+324	442.665	4.613.546	Aranda de Duero	Infraestructura	Avda Castilla	5,67	5,50	23'	6'
B-03	Nº3	2+822	442.281	4.613.873	Aranda de Duero	Infraestructura	FFCC BU-MAD	6,86	2,68	23'	7'
B-04	Nº4	3+000	442.136	4.613.993	Aranda de Duero	Infraestructura	Antigua N I	5,78	3,02	24'	8'
B-05	Nº5	5+950	439.491	4.613.263	Aranda de Duero	Infraestructura	Autovía N-I	5,76	2,94	50'	15'
B-06	Nº6	26+774	423.182	4.616.636	Roa de Duero	Infraestructura	BU-120	2,93	0,66	3h 41'	1h 30'



TITULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES  
POR ROTURAO AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS  
T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

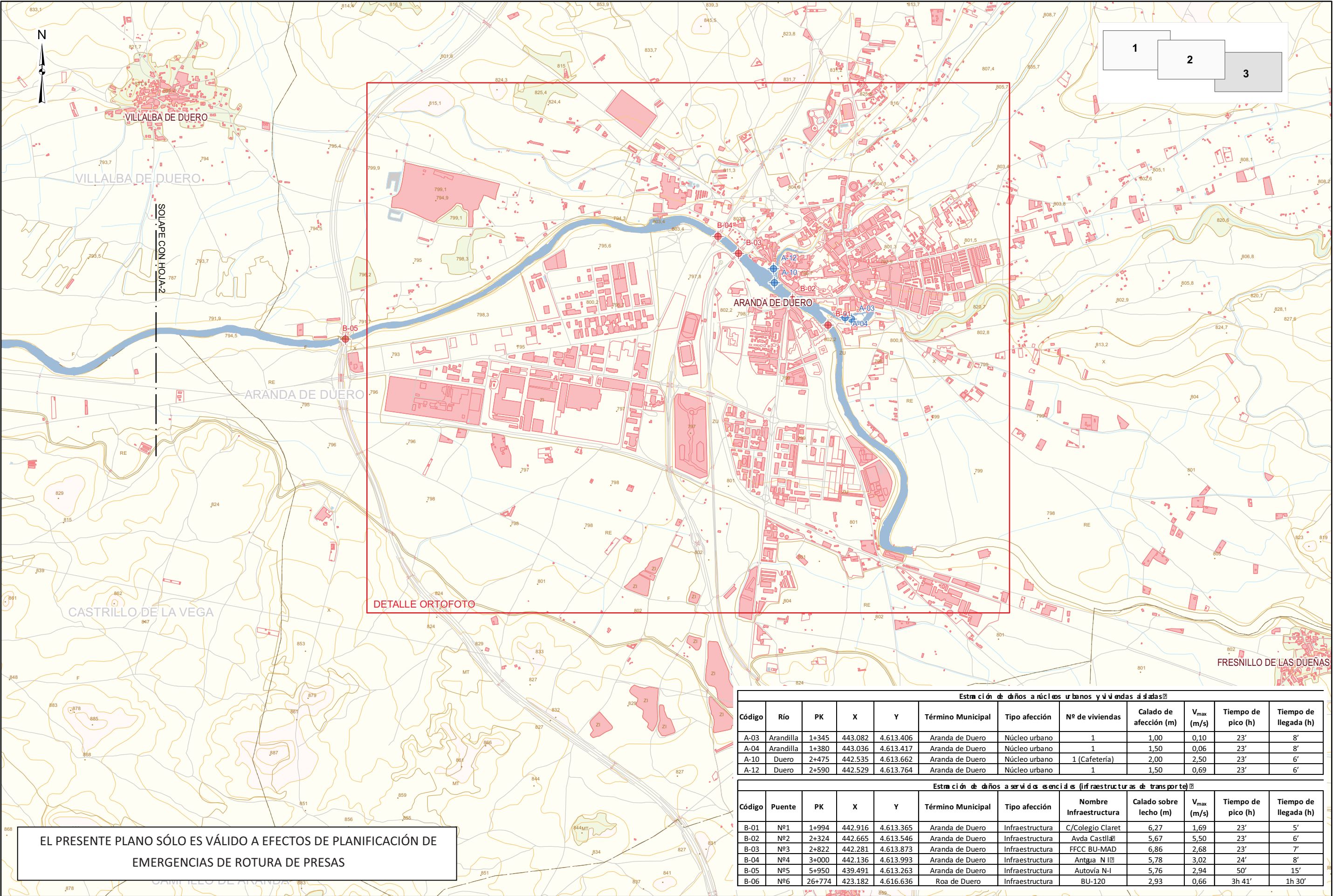
ESCALA ORIGINAL  
  
1:25.000

FECHA  
MARZO 2012

TITULO DE PLANO  
ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS  
DE LLEGADA DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE  
A LA HIPÓTESIS DE ROTURA SIN AVENIDA

Nº DE PLANO  
1.1.  
Nº DE HOJA  
2 de 3





Estración de daños a núcleos urbanos y viviendas adosadas											
Código	Río	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nº de viviendas	Calado de afección (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
A-03	Arandilla	1+345	443.082	4.613.406	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,00	0,10	23'	8'
A-04	Arandilla	1+380	443.036	4.613.417	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,50	0,06	23'	8'
A-10	Duero	2+475	442.535	4.613.662	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1 (Cafetería)	2,00	2,50	23'	6'
A-12	Duero	2+590	442.529	4.613.764	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,50	0,69	23'	6'

Estración de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte)											
Código	Puente	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nombre Infraestructura	Calado sobre lecho (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
B-01	Nº1	1+994	442.916	4.613.365	Aranda de Duero	Infraestructura	C/Colegio Claret	6,27	1,69	23'	5'
B-02	Nº2	2+324	442.665	4.613.546	Aranda de Duero	Infraestructura	Avda Castilla	5,67	5,50	23'	6'
B-03	Nº3	2+822	442.281	4.613.873	Aranda de Duero	Infraestructura	FFCC BU-MAD	6,86	2,68	23'	7'
B-04	Nº4	3+000	442.136	4.613.993	Aranda de Duero	Infraestructura	Antigua N-1	5,78	3,02	24'	8'
B-05	Nº5	5+950	439.491	4.613.263	Aranda de Duero	Infraestructura	Autovía N-1	5,76	2,94	50'	15'
B-06	Nº6	26+774	423.182	4.616.636	Roa de Duero	Infraestructura	BU-120	2,93	0,66	3h 41'	1h 30'



TÍTULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES  
POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS  
T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL  
  
1:25.000  
  
NUMÉRICA  
DIN A-3

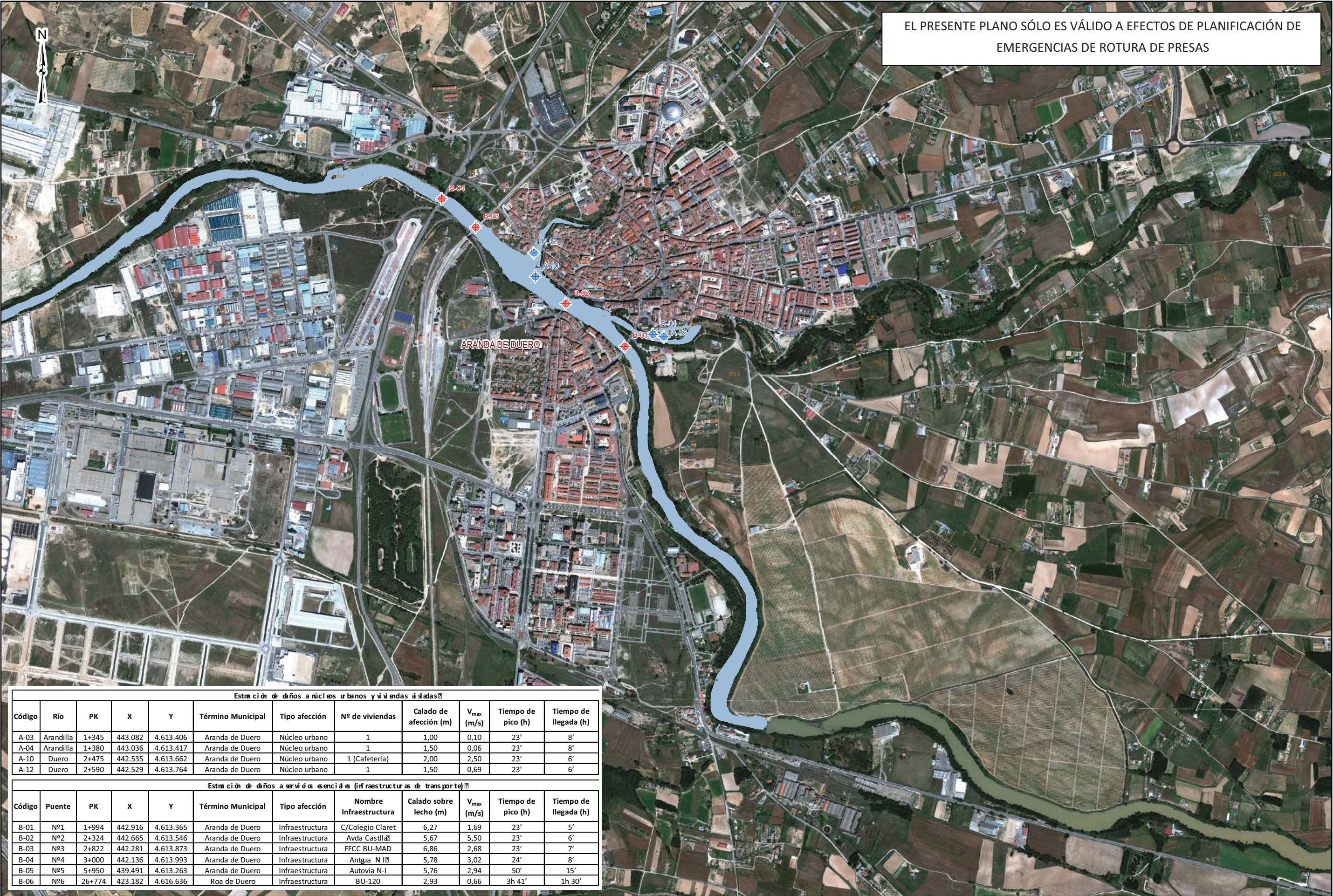
FECHA  
  
MARZO 2012

TÍTULO DE PLANO  
ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS  
DE LLEGADA DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE  
A LA HIPÓTESIS DE ROTURA SIN AVENIDA

Nº DE PLANO  
1.1.  
  
Nº DE HOJA  
3 de 3



EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS



Estración de daños a núcleos urbanos y viviendas adyacentes											
Código	Río	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nº de viviendas	Calado de afección (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
A-03	Arandilla	1+345	443.082	4.613.406	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,00	0,10	23'	8'
A-04	Arandilla	1+380	443.036	4.613.417	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,50	0,06	23'	8'
A-10	Duero	2+475	442.535	4.613.662	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1 (Cafetería)	2,00	2,50	23'	6'
A-12	Duero	2+590	442.529	4.613.764	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,50	0,69	23'	6'

Estración de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte)											
Código	Puente	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nombre Infraestructura	Calado sobre lecho (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
B-01	Nº1	1+994	442.916	4.613.365	Aranda de Duero	Infraestructura	C/Colegio Claret	6,27	1,69	23'	5'
B-02	Nº2	2+324	442.665	4.613.546	Aranda de Duero	Infraestructura	Avda Castilla	5,67	5,50	23'	6'
B-03	Nº3	2+822	442.281	4.613.873	Aranda de Duero	Infraestructura	FFCC BU-MAD	6,86	2,68	23'	7'
B-04	Nº4	3+000	442.136	4.613.993	Aranda de Duero	Infraestructura	Antigua N II	5,78	3,02	24'	8'
B-05	Nº5	5+950	439.491	4.613.263	Aranda de Duero	Infraestructura	Autovía N-I	5,76	2,94	50'	15'
B-06	Nº6	26+774	423.182	4.616.636	Roa de Duero	Infraestructura	BU-120	2,93	0,66	3h 41'	1h 30'



TÍTULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL

1:15.000

NÚMERICA  
DIN A-3

FECHA

MARZO 2012

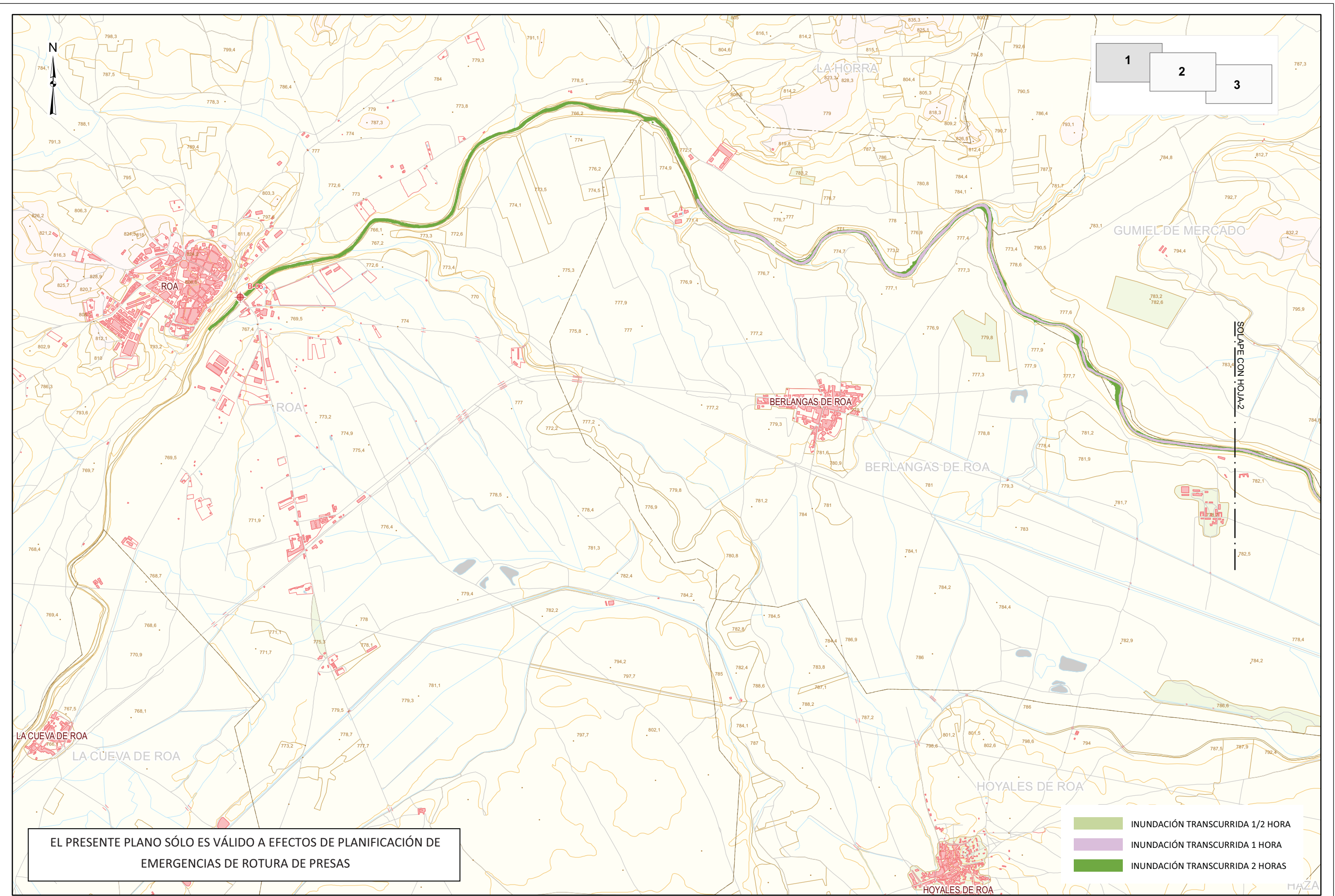
TÍTULO DE PLANO  
ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS DE LLEGADA DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE A LA HIPÓTESIS DE ROTURA SIN AVENIDA

Nº DE PLANO  
1.1.

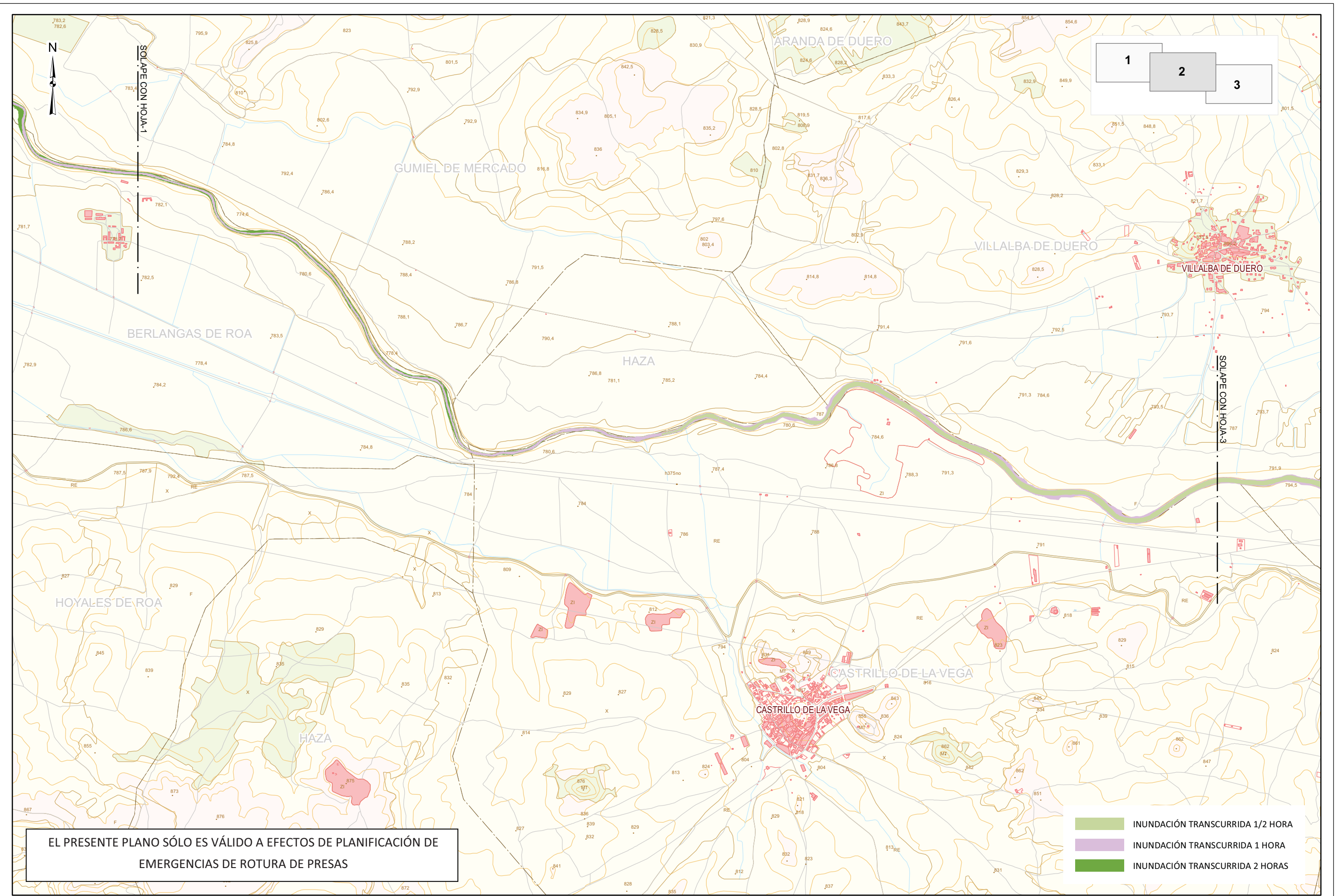
Nº DE HOJA  
3 de 3 (Detalle)



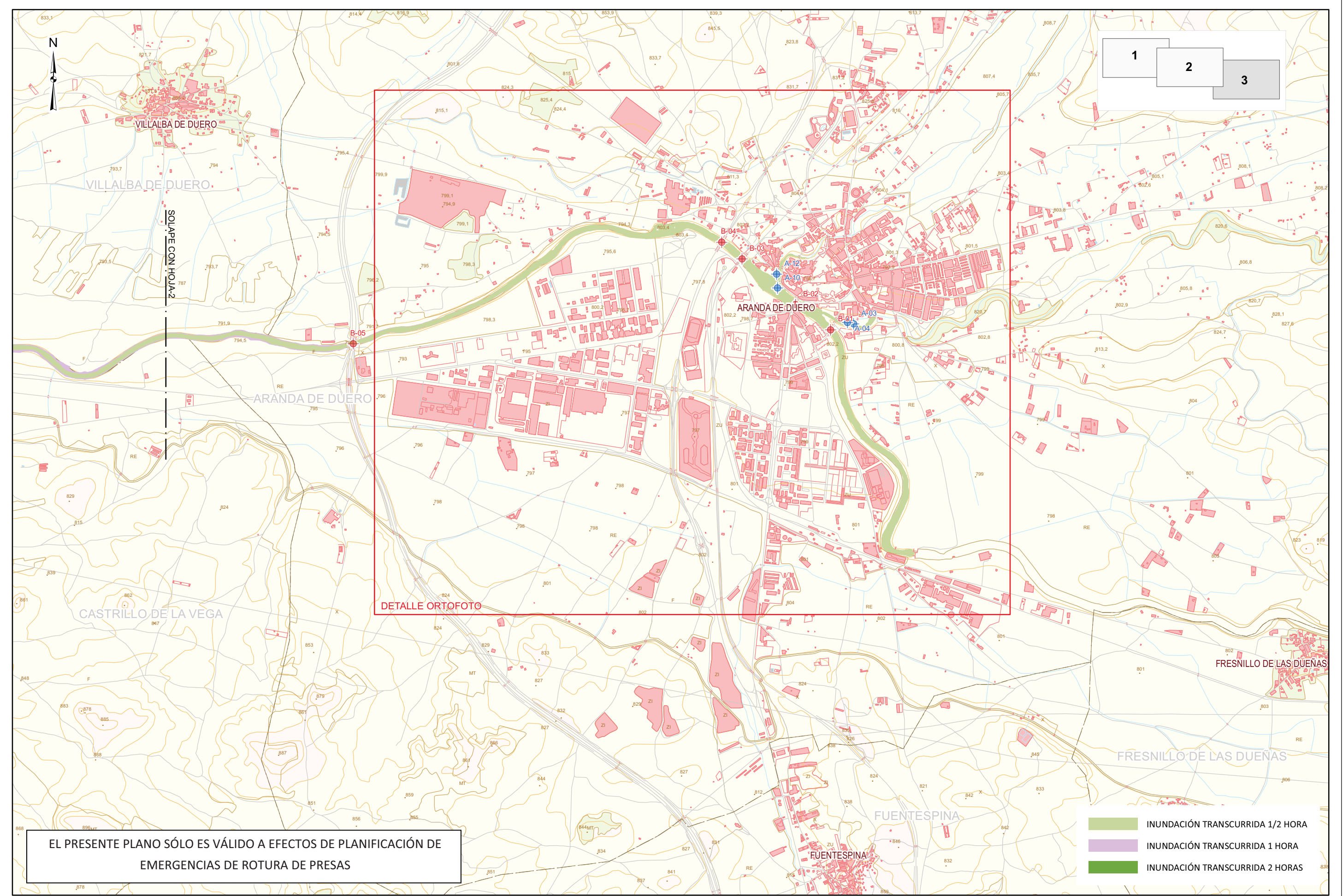
1.2. ÁREAS INUNDABLES CORRESPONDIENTES A LA ½, 1 Y 2 HORAS PARA LA  
HIPÓTESIS DE ROTURA SIN AVENIDA (4 HOJAS)













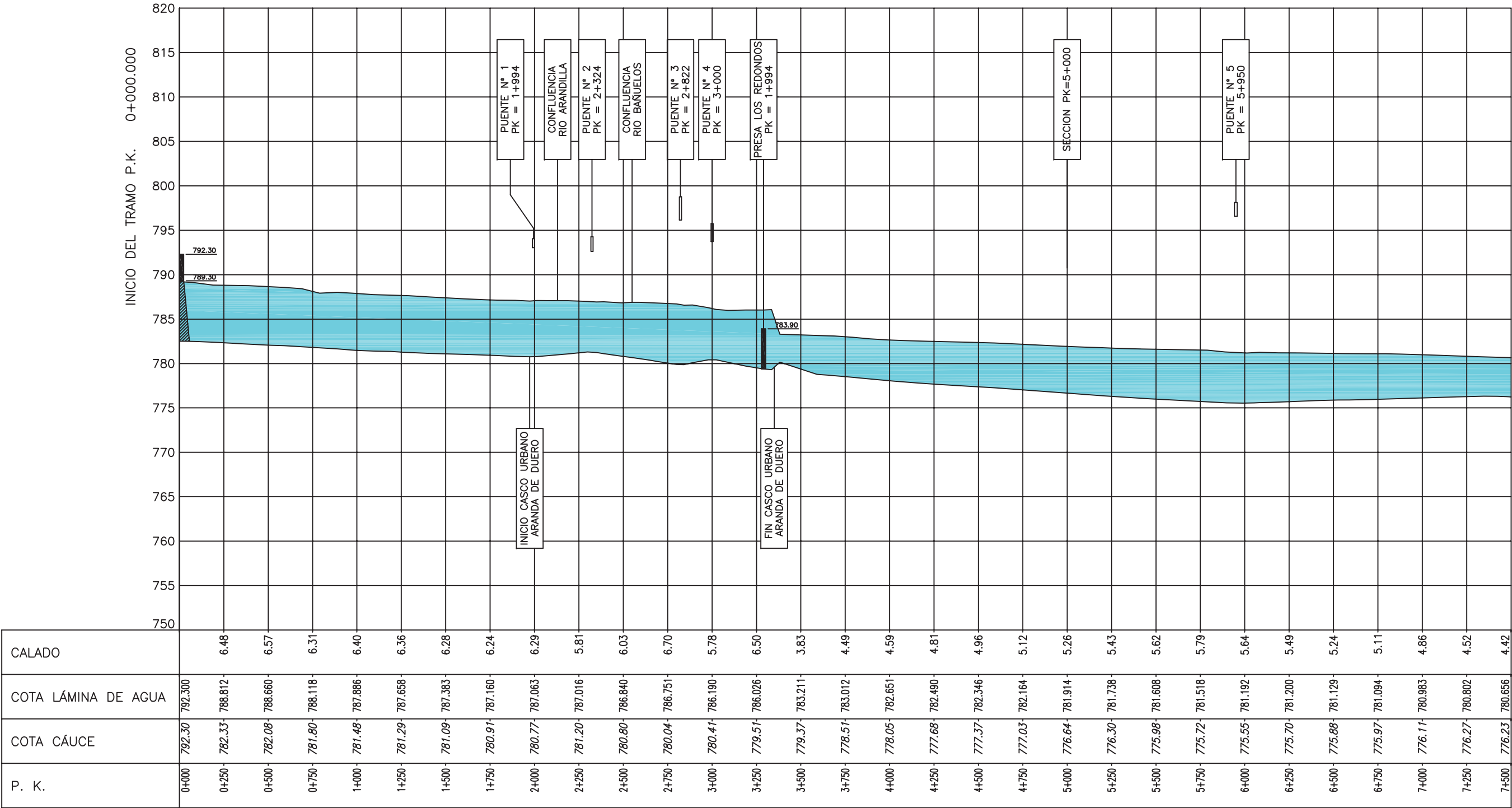
EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS





**1.3.        PERFIL LONGITUDINAL DE LA ENVOLVENTE DE CALADOS PARA LA HIPÓTESIS DE  
ROTURA SIN AVENIDA (4 HOJAS)**





PUNTO	P.K.	CALADO	V max (m/s)
PUENTE N° 1	1+994	6.285	1.69
PUENTE N° 2	2+324	5.680	5.5
PUENTE N° 3	2+822	6.758	2.68
PUENTE N° 4	3+000	5.780	3.02
SECCIÓN	5+000	5.277	1.74
PUENTE N° 5	5+950	5.685	2.94

EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS



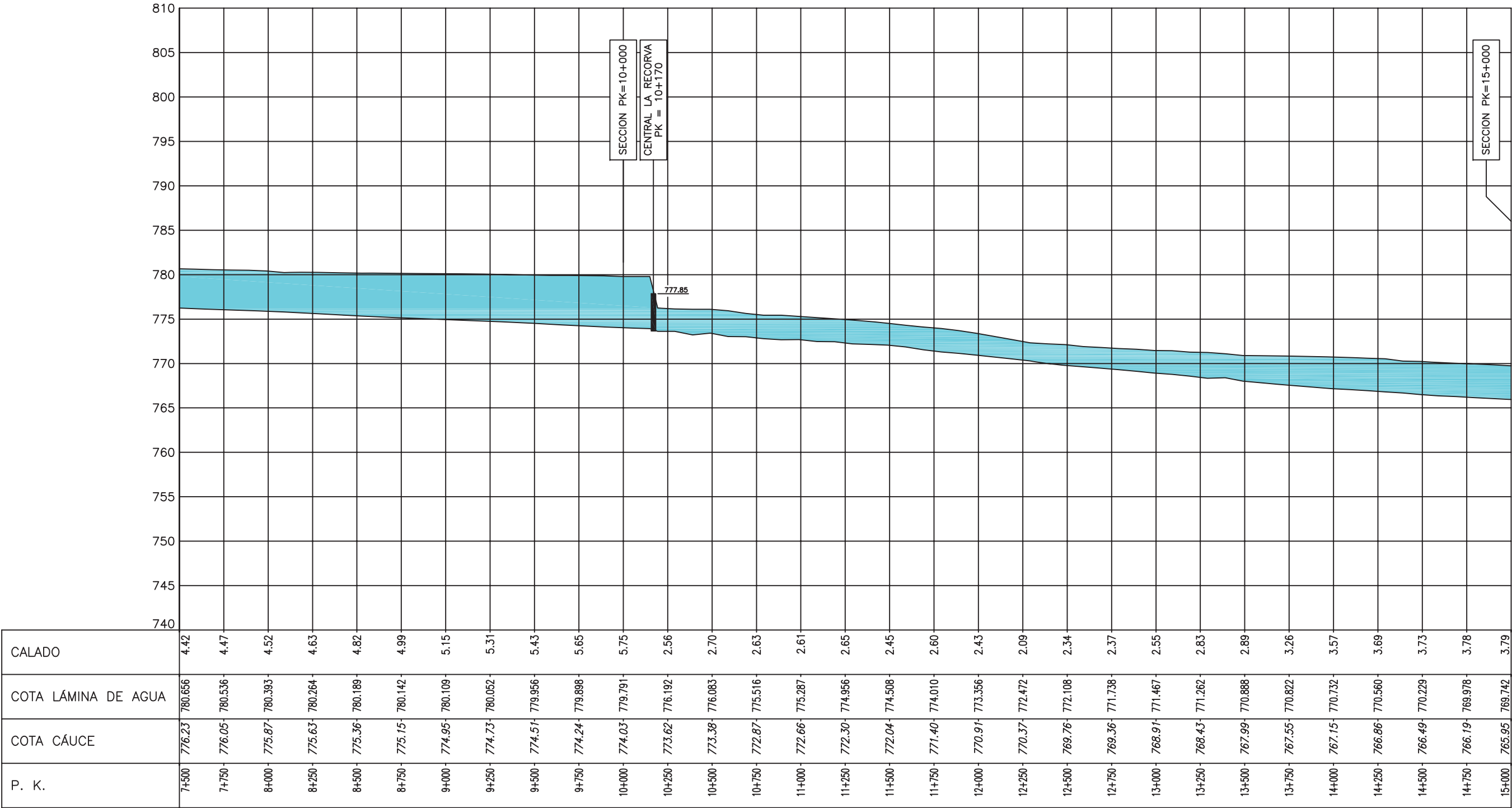
REALIZADO POR

TÍTULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL  
H=1:25.000  
V= 1:500  
NUMÉRICA  
DIN A-3

FECHA  
MARZO 2012

TÍTULO DEL PLANO  
PERFIL LONGITUDINAL ENVOLVENTE DE CALADOS HIPÓTESIS DE ROTURA SIN AVENIDA



EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS

PUNTO	P.K.	CALADO	V max (m/s)
SECCIÓN	10+000	5.758	1.31
SECCIÓN	15+000	3.792	1.83



TÍTULO

PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL

H=1:25.000  
V= 1:500

NUMÉRICA  
DIN A-3

FECHA

MARZO 2012

TÍTULO DEL PLANO

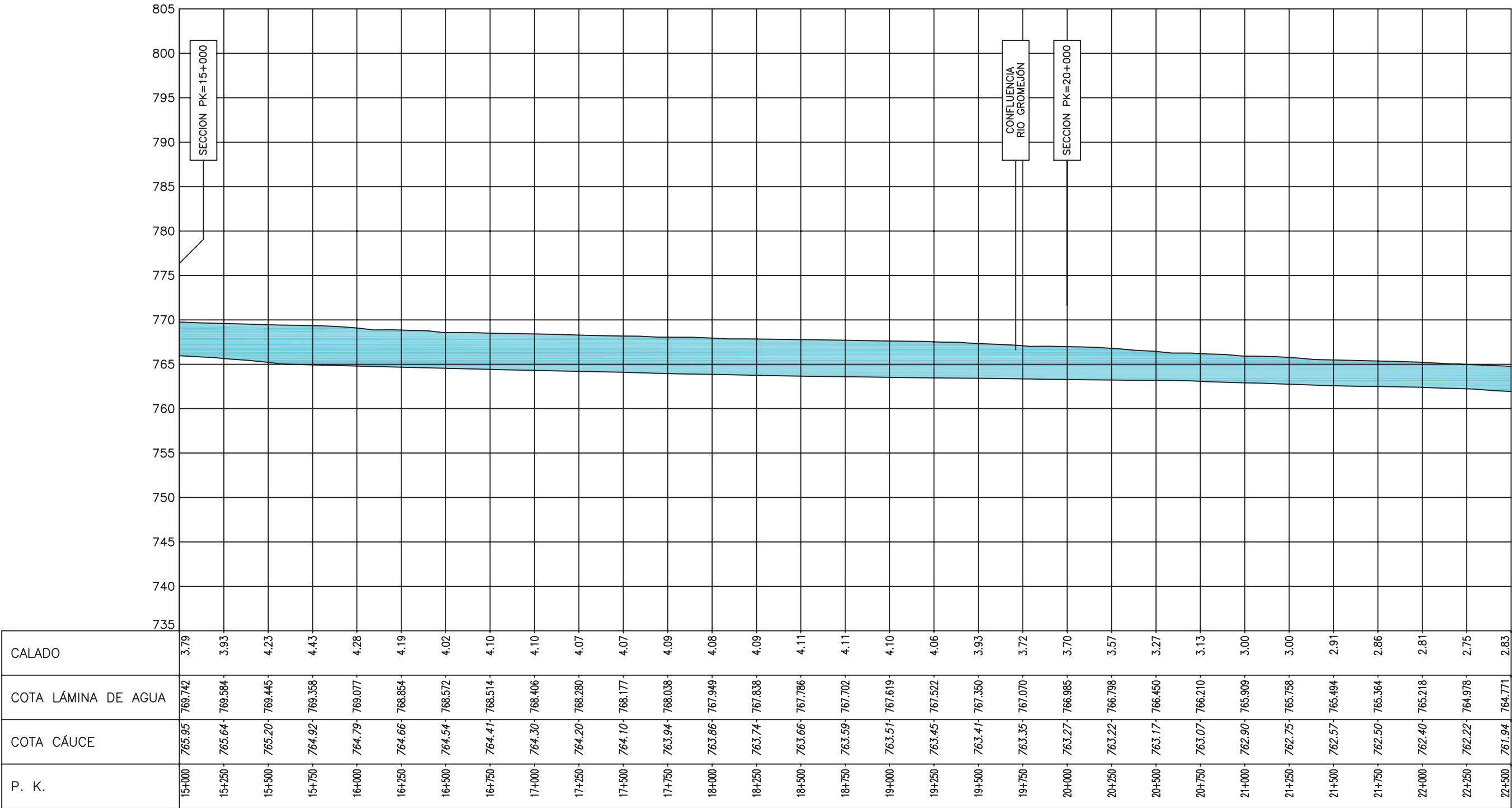
PERFIL LONGITUDINAL ENVOLVENTE DE CALADOS HIPÓTESIS DE ROTURA SIN AVENIDA

Nº DE PLANO

1.3

Nº DE HOJA

2 DE 4



EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS

PUNTO	P.K.	CALADO	V max (m/s)
SECCIÓN	15+000	3.792	1.83
SECCIÓN	20+000	3.707	0.61



REALIZADO POR

TÍTULO

PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL

NUMÉRICA DIN A-3

H=1:25.000  
V= 1:500

FECHA

MARZO 2012

TÍTULO DEL PLANO

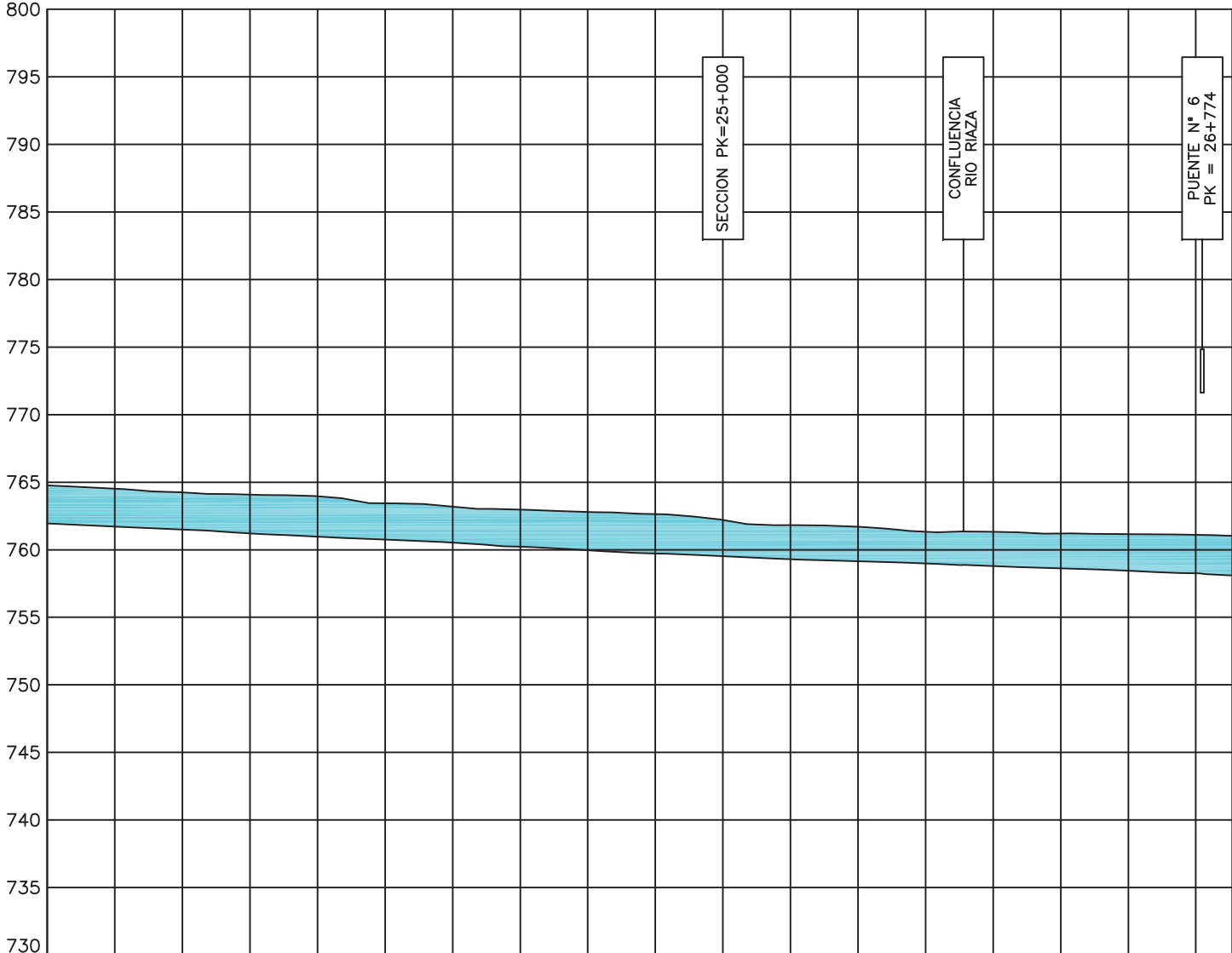
PERFIL LONGITUDINAL ENVOLVENTE DE CALADOS HIPÓTESIS DE ROTURA SIN AVENIDA

Nº DE PLANO 1.3

Nº DE HOJA 3 DE 4

EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS

CALADO	2.83	2.81	2.74	2.87	2.99	2.71	2.68	2.75	2.84	2.91	2.69	2.52	2.53	2.36	2.55	2.59	2.74	2.87	2.93
COTA LÁMINA DE AGUA	764.771	764.530	764.249	764.088	763.965	763.452	763.201	762.980	762.815	762.650	762.216	761.824	761.691	761.350	761.346	761.218	761.185	761.128	761.030
COTA CÁUCE	761.94	761.71	761.50	761.21	760.97	760.74	760.51	760.23	759.96	759.73	759.52	759.30	759.15	758.98	758.79	758.62	758.44	758.25	758.10
P. K.	22+500	22+750	23+000	23+250	23+500	23+750	24+000	24+250	24+500	24+750	25+000	25+250	25+500	25+750	26+000	26+250	26+500	26+750	26+885



PUNTO	P.K.	CALADO	V max (m/s)
SECCIÓN	25+000	2.694	1.58
PUENTE N° 6	26+774	2.899	0.66



REALIZADO POR  
**SENER**

TÍTULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES  
POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS  
T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL  
  
H=1:25.000  
V= 1:500

NUMÉRICA  
DIN A-3

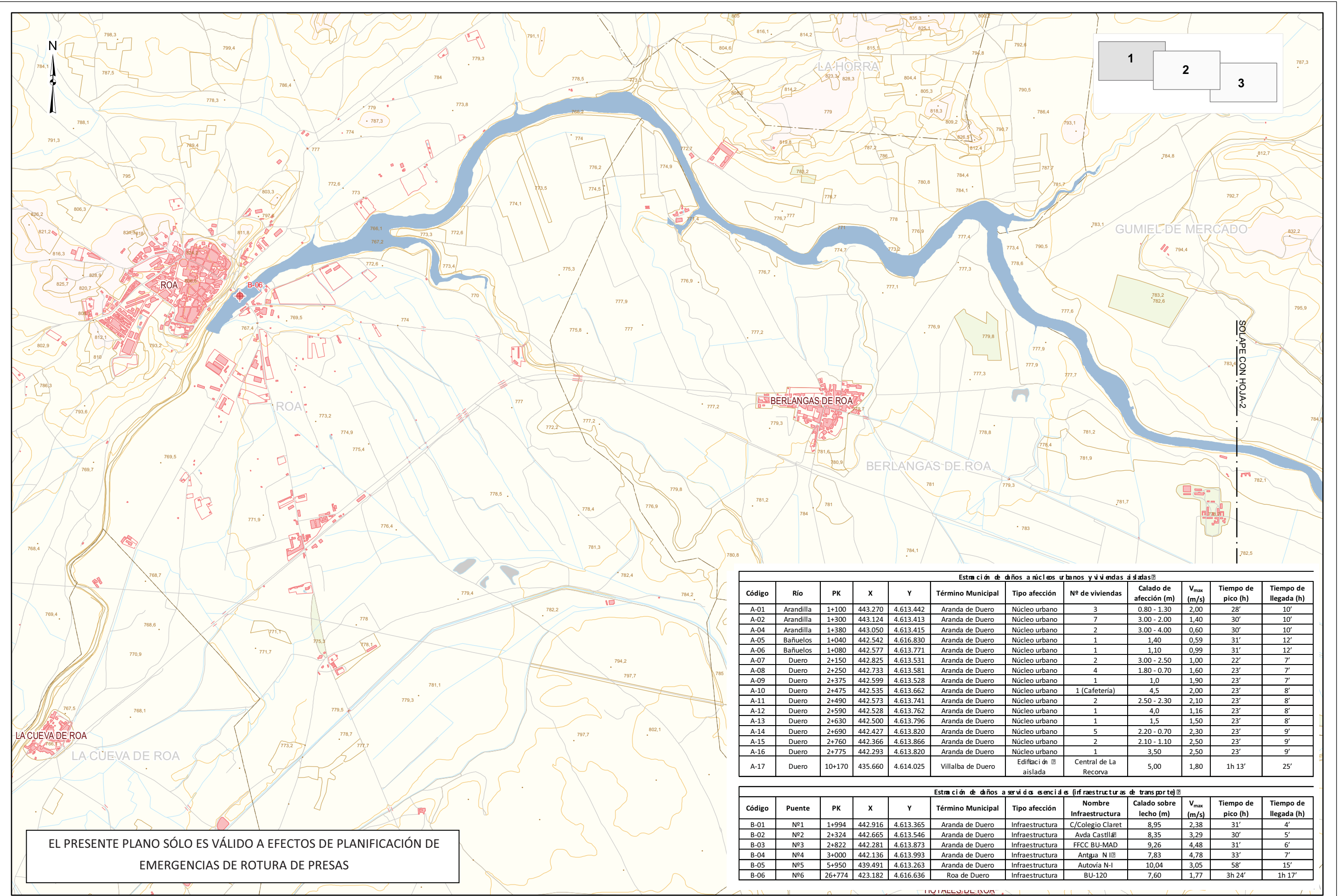
FECHA  
MARZO 2012

TÍTULO DEL PLANO  
PERFIL LONGITUDINAL  
ENVOLVENTE DE CALADOS  
HIPÓTESIS DE ROTURA SIN AVENIDA

## 2. HIPÓTESIS DE ROTURA CON AVENIDA

2.1. ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS DE LLEGADA  
DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE A LA HIPÓTESIS DE ROTURA CON  
AVENIDA (4 HOJAS)





Estimación de daños a núcleos urbanos y viviendas aisladas											
Código	Río	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nº de viviendas	Calado de afección (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
A-01	Arandilla	1+100	443.270	4.613.442	Aranda de Duero	Núcleo urbano	3	0.80 - 1.30	2,00	28'	10'
A-02	Arandilla	1+300	443.124	4.613.413	Aranda de Duero	Núcleo urbano	7	3.00 - 2.00	1,40	30'	10'
A-04	Arandilla	1+380	443.050	4.613.415	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	3.00 - 4.00	0,60	30'	10'
A-05	Bañuelos	1+040	442.542	4.616.830	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,40	0,59	31'	12'
A-06	Bañuelos	1+080	442.577	4.613.771	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,10	0,99	31'	12'
A-07	Duero	2+150	442.825	4.613.531	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	3.00 - 2.50	1,00	22'	7'
A-08	Duero	2+250	442.733	4.613.581	Aranda de Duero	Núcleo urbano	4	1.80 - 0.70	1,60	23'	7'
A-09	Duero	2+375	442.599	4.613.528	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,0	1,90	23'	7'
A-10	Duero	2+475	442.535	4.613.662	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1 (Cafetería)	4,5	2,00	23'	8'
A-11	Duero	2+490	442.573	4.613.741	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	2.50 - 2.30	2,10	23'	8'
A-12	Duero	2+590	442.528	4.613.762	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	4,0	1,16	23'	8'
A-13	Duero	2+630	442.500	4.613.796	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,5	1,50	23'	8'
A-14	Duero	2+690	442.427	4.613.820	Aranda de Duero	Núcleo urbano	5	2.20 - 0.70	2,30	23'	9'
A-15	Duero	2+760	442.366	4.613.866	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	2.10 - 1.10	2,50	23'	9'
A-16	Duero	2+775	442.293	4.613.820	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	3,50	2,50	23'	9'
A-17	Duero	10+170	435.660	4.614.025	Villalba de Duero	Edificación aislada	Central de La Recorva	5,00	1,80	1h 13'	25'

Estimación de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte)											
Código	Puente	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nombre Infraestructura	Calado sobre lecho (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
B-01	Nº1	1+994	442.916	4.613.365	Aranda de Duero	Infraestructura	C/Colegio Claret	8,95	2,38	31'	4'
B-02	Nº2	2+324	442.665	4.613.546	Aranda de Duero	Infraestructura	Avda Castilla	8,35	3,29	30'	5'
B-03	Nº3	2+822	442.281	4.613.873	Aranda de Duero	Infraestructura	FFCC BU-MAD	9,26	4,48	31'	6'
B-04	Nº4	3+000	442.136	4.613.993	Aranda de Duero	Infraestructura	Antigua N I	7,83	4,78	33'	7'
B-05	Nº5	5+950	439.491	4.613.263	Aranda de Duero	Infraestructura	Autovía N-I	10,04	3,05	58'	15'
B-06	Nº6	26+774	423.182	4.616.636	Roa de Duero	Infraestructura	BU-120	7,60	1,77	3h 24'	1h 17'



TÍTULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES  
POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS  
T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

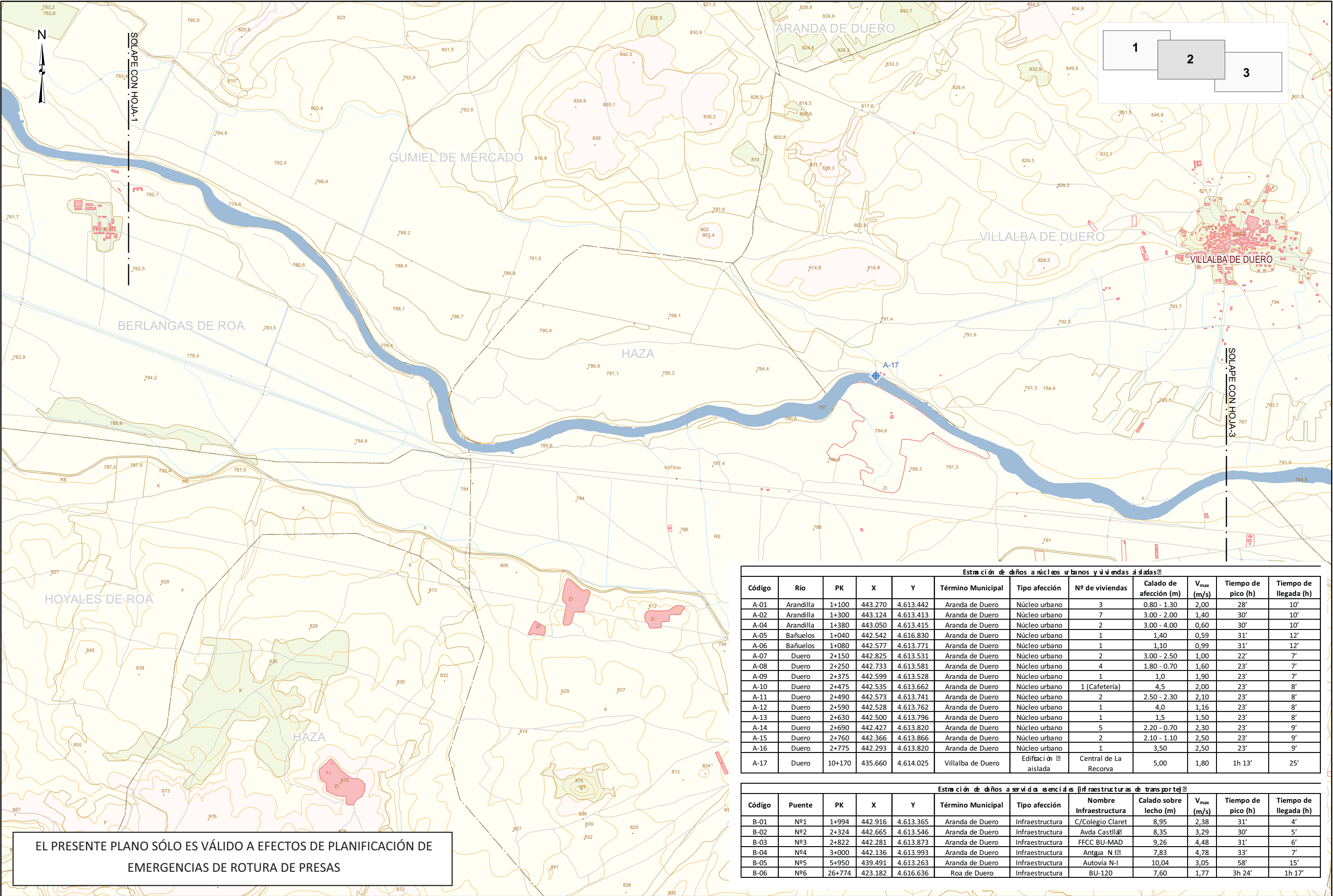
ESCALA ORIGINAL  
  
1:25.000

FECHA  
  
MARZO 2012

TÍTULO DE PLANO  
ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS  
DE LLEGADA DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE  
A LA HIPÓTESIS DE ROTURA CON AVENIDA

Nº DE PLANO  
2.1.  
  
Nº DE HOJA  
1 de 3





Estimación de daños a núcleos urbanos y viviendas aisladas											
Código	Río	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afectación	Nº de viviendas	Calado de afectación (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
A-01	Arandilla	1+100	443.270	4.613.442	Aranda de Duero	Núcleo urbano	3	0,80 - 1,30	2,00	28'	10'
A-02	Arandilla	1+300	443.124	4.613.413	Aranda de Duero	Núcleo urbano	7	3,00 - 2,00	1,40	30'	10'
A-04	Arandilla	1+380	443.050	4.613.415	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	3,00 - 4,00	0,60	30'	10'
A-05	Bañuelos	1+040	442.542	4.616.830	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,40	0,59	31'	12'
A-06	Bañuelos	1+080	442.577	4.613.771	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,10	0,99	31'	12'
A-07	Duero	2+150	442.825	4.613.531	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	3,00 - 2,50	1,00	22'	7'
A-08	Duero	2+250	442.733	4.613.581	Aranda de Duero	Núcleo urbano	4	1,80 - 0,70	1,60	23'	7'
A-09	Duero	2+375	442.599	4.613.528	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,0	1,90	23'	7'
A-10	Duero	2+475	442.535	4.613.662	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1 (Cafetería)	4,5	2,00	23'	8'
A-11	Duero	2+490	442.573	4.613.741	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	2,50 - 2,30	2,10	23'	8'
A-12	Duero	2+590	442.528	4.613.762	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	4,0	1,16	23'	8'
A-13	Duero	2+630	442.500	4.613.796	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,5	1,50	23'	8'
A-14	Duero	2+690	442.427	4.613.820	Aranda de Duero	Núcleo urbano	5	2,20 - 0,70	2,30	23'	9'
A-15	Duero	2+760	442.366	4.613.866	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	2,10 - 1,10	2,50	23'	9'
A-16	Duero	2+775	442.293	4.613.820	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	3,50	2,50	23'	9'
A-17	Duero	10+170	435.660	4.614.025	Villalba de Duero	Edificación aislada	Central de La Recorva	5,00	1,80	1h 13'	25'

Estimación de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte)											
Código	Puente	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afectación	Nombre Infraestructura	Calado sobre lecho (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
B-01	Nº1	1+994	442.916	4.613.365	Aranda de Duero	Infraestructura	C/Colegio Claret	8,95	2,38	31'	4'
B-02	Nº2	2+324	442.665	4.613.546	Aranda de Duero	Infraestructura	Avda Castilla	8,35	3,29	30'	5'
B-03	Nº3	2+822	442.281	4.613.873	Aranda de Duero	Infraestructura	FFCC BU-MAD	9,26	4,48	31'	6'
B-04	Nº4	3+000	442.136	4.613.993	Aranda de Duero	Infraestructura	Antigua N I	7,83	4,78	33'	7'
B-05	Nº5	5+950	439.491	4.613.263	Aranda de Duero	Infraestructura	Autovía N-I	10,04	3,05	58'	15'
B-06	Nº6	26+774	423.182	4.616.636	Roa de Duero	Infraestructura	BU-120	7,60	1,77	3h 24'	1h 17'



TÍTULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES  
POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS  
T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

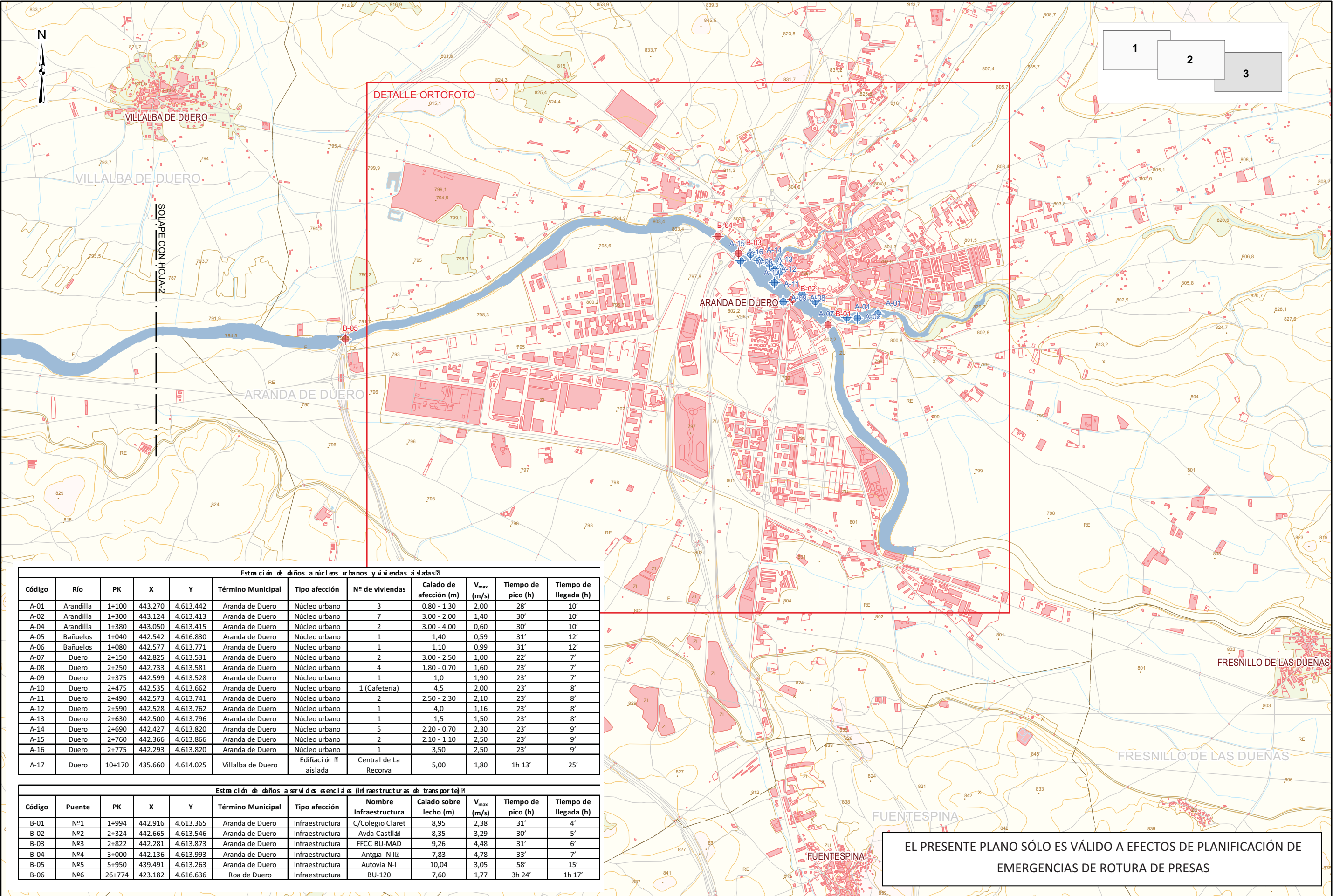
ESCALA ORIGINAL  
  
1:25.000

FECHA  
  
MARZO 2012

TÍTULO DE PLANO  
ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS  
DE LLEGADA DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE  
A LA HIPÓTESIS DE ROTURA CON AVENIDA

Nº DE PLANO  
2.1.  
  
Nº DE HOJA  
2 de 3





Estimación de daños a núcleos urbanos y viviendas aisladas											
Código	Río	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nº de viviendas	Calado de afección (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
A-01	Arandilla	1+100	443.270	4.613.442	Aranda de Duero	Núcleo urbano	3	0.80 - 1.30	2,00	28'	10'
A-02	Arandilla	1+300	443.124	4.613.413	Aranda de Duero	Núcleo urbano	7	3.00 - 2.00	1,40	30'	10'
A-04	Arandilla	1+380	443.050	4.613.415	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	3.00 - 4.00	0,60	30'	10'
A-05	Bañuelos	1+040	442.542	4.616.830	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,40	0,59	31'	12'
A-06	Bañuelos	1+080	442.577	4.613.771	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,10	0,99	31'	12'
A-07	Duero	2+150	442.825	4.613.531	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	3.00 - 2.50	1,00	22'	7'
A-08	Duero	2+250	442.733	4.613.581	Aranda de Duero	Núcleo urbano	4	1.80 - 0.70	1,60	23'	7'
A-09	Duero	2+375	442.599	4.613.528	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,0	1,90	23'	7'
A-10	Duero	2+475	442.535	4.613.662	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1 (Cafetería)	4,5	2,00	23'	8'
A-11	Duero	2+490	442.573	4.613.741	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	2.50 - 2.30	2,10	23'	8'
A-12	Duero	2+590	442.528	4.613.762	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	4,0	1,16	23'	8'
A-13	Duero	2+630	442.500	4.613.796	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,5	1,50	23'	8'
A-14	Duero	2+690	442.427	4.613.820	Aranda de Duero	Núcleo urbano	5	2.20 - 0.70	2,30	23'	9'
A-15	Duero	2+760	442.366	4.613.866	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	2.10 - 1.10	2,50	23'	9'
A-16	Duero	2+775	442.293	4.613.820	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	3,50	2,50	23'	9'
A-17	Duero	10+170	435.660	4.614.025	Villalba de Duero	Edificación aislada	Central de La Reconva	5,00	1,80	1h 13'	25'

Estimación de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte) ⑩											
Código	Puente	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nombre Infraestructura	Calado sobre lecho (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
B-01	Nº1	1+994	442.916	4.613.365	Aranda de Duero	Infraestructura	C/Colegio Claret	8,95	2,38	31'	4'
B-02	Nº2	2+324	442.665	4.613.546	Aranda de Duero	Infraestructura	Avda Castillá	8,35	3,29	30'	5'
B-03	Nº3	2+822	442.281	4.613.873	Aranda de Duero	Infraestructura	FFCC BU-MAD	9,26	4,48	31'	6'
B-04	Nº4	3+000	442.136	4.613.993	Aranda de Duero	Infraestructura	Antigua N ⑩	7,83	4,78	33'	7'
B-05	Nº5	5+950	439.491	4.613.263	Aranda de Duero	Infraestructura	Autovía N-I	10,04	3,05	58'	15'
B-06	Nº6	26+774	423.182	4.616.636	Roa de Duero	Infraestructura	BU-120	7,60	1,77	3h 24'	1h 17'

EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS



TÍTULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL

1:25.000

NUMÉRICA  
DIN A-3

FECHA

MARZO 2012

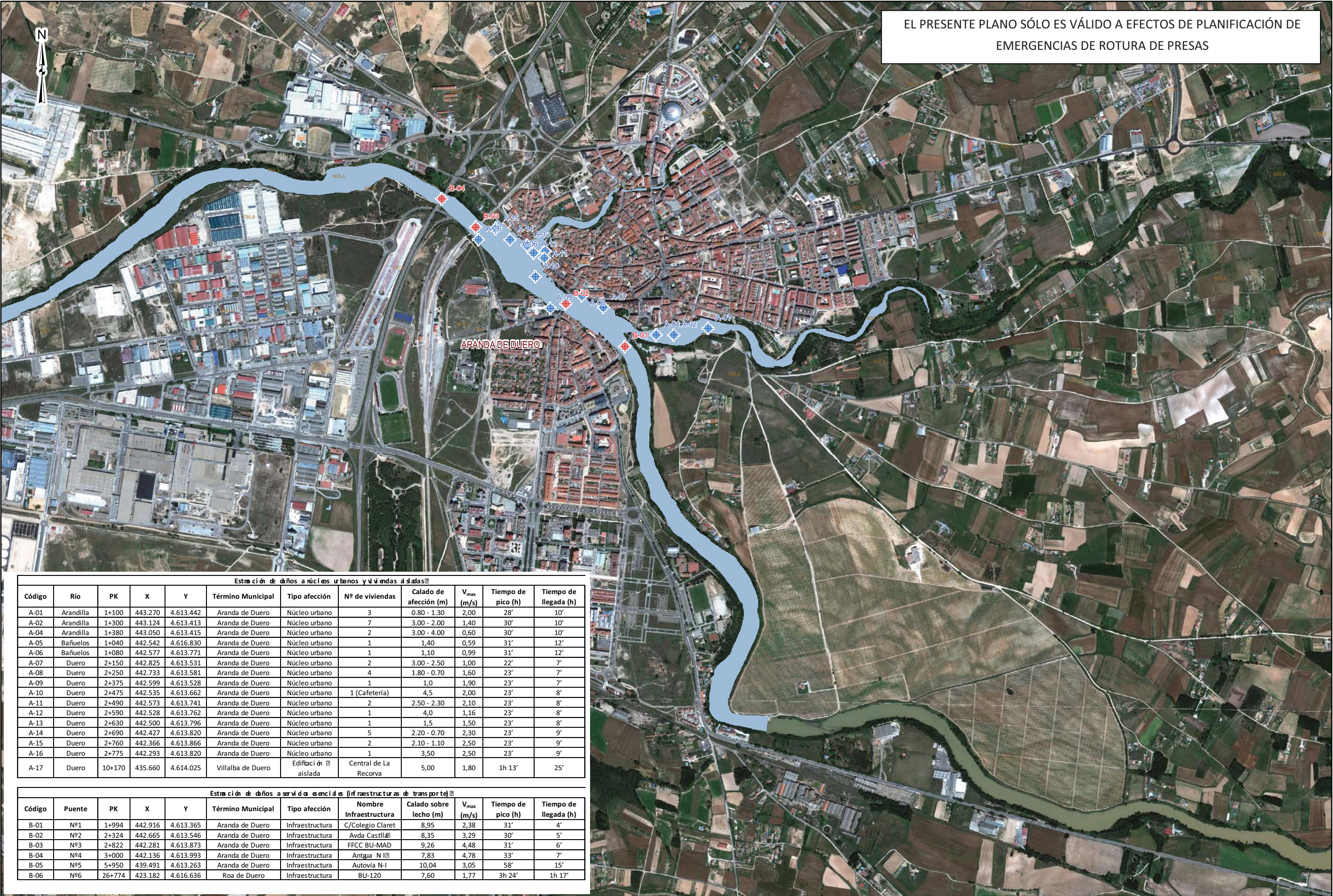
TÍTULO DE PLANO  
ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS DE LLEGADA DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE A LA HIPÓTESIS DE ROTURA CON AVENIDA

Nº DE PLANO  
2.1.

Nº DE HOJA  
3 de 3



EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS



Estración de daños a núcleos urbanos y viviendas aisladas											
Código	Río	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nº de viviendas	Calado de afección (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
A-01	Arandilla	1+100	443.270	4.613.442	Aranda de Duero	Núcleo urbano	3	0.80 - 1.30	2,00	28'	10'
A-02	Arandilla	1+300	443.124	4.613.413	Aranda de Duero	Núcleo urbano	7	3.00 - 2.00	1,40	30'	10'
A-04	Arandilla	1+380	443.050	4.613.415	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	3.00 - 4.00	0,60	30'	10'
A-05	Bañuelos	1+040	442.542	4.616.830	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,40	0,59	31'	12'
A-06	Bañuelos	1+080	442.577	4.613.771	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,10	0,99	31'	12'
A-07	Duero	2+150	442.825	4.613.531	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	3.00 - 2.50	1,00	22'	7'
A-08	Duero	2+250	442.733	4.613.581	Aranda de Duero	Núcleo urbano	4	1.80 - 0.70	1,60	23'	7'
A-09	Duero	2+375	442.599	4.613.528	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,0	1,90	23'	7'
A-10	Duero	2+475	442.535	4.613.662	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1 (Cafetería)	4,5	2,00	23'	8'
A-11	Duero	2+490	442.573	4.613.741	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	2.50 - 2.30	2,10	23'	8'
A-12	Duero	2+590	442.528	4.613.762	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	4,0	1,16	23'	8'
A-13	Duero	2+630	442.500	4.613.796	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	1,5	1,50	23'	8'
A-14	Duero	2+690	442.427	4.613.820	Aranda de Duero	Núcleo urbano	5	2.20 - 0.70	2,30	23'	9'
A-15	Duero	2+760	442.366	4.613.866	Aranda de Duero	Núcleo urbano	2	2.10 - 1.10	2,50	23'	9'
A-16	Duero	2+775	442.293	4.613.820	Aranda de Duero	Núcleo urbano	1	3,50	2,50	23'	9'
A-17	Duero	10+170	435.660	4.614.025	Villalba de Duero	Edificaci3n aislada	Central de La Recorva	5,00	1,80	1h 13'	25'

Estración de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte)											
Código	Puente	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nombre Infraestructura	Calado sobre lecho (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
B-01	Nº1	1+994	442.916	4.613.365	Aranda de Duero	Infraestructura	C/Colegio Claret	8,95	2,38	31'	4'
B-02	Nº2	2+324	442.665	4.613.546	Aranda de Duero	Infraestructura	Avda Castilla	8,35	3,29	30'	5'
B-03	Nº3	2+822	442.281	4.613.873	Aranda de Duero	Infraestructura	FFCC BU-MAD	9,26	4,48	31'	6'
B-04	Nº4	3+000	442.136	4.613.993	Aranda de Duero	Infraestructura	Antgua N I	7,83	4,78	33'	7'
B-05	Nº5	5+950	439.491	4.613.263	Aranda de Duero	Infraestructura	Autovía N-I	10,04	3,05	58'	15'
B-06	Nº6	26+774	423.182	4.616.636	Roa de Duero	Infraestructura	BU-120	7,60	1,77	3h 24'	1h 17'



TÍTULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURAO AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL

NUMÉRICA DIN A-3

1:15.000

FECHA

MARZO 2012

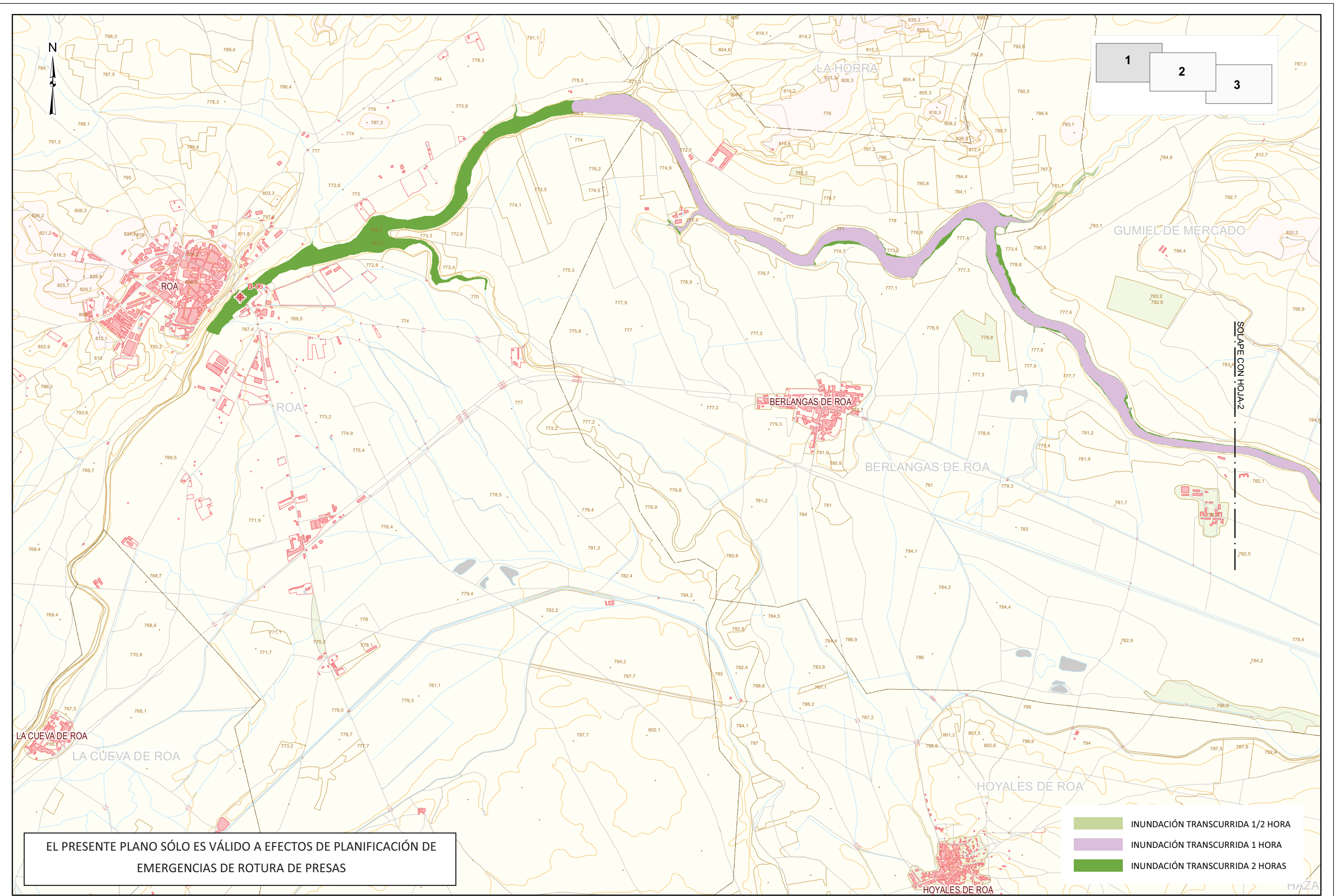
TÍTULO DE PLANO  
ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS DE LLEGADA DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE A LA HIPÓTESIS DE ROTURA CON AVENIDA

Nº DE PLANO  
2.1.

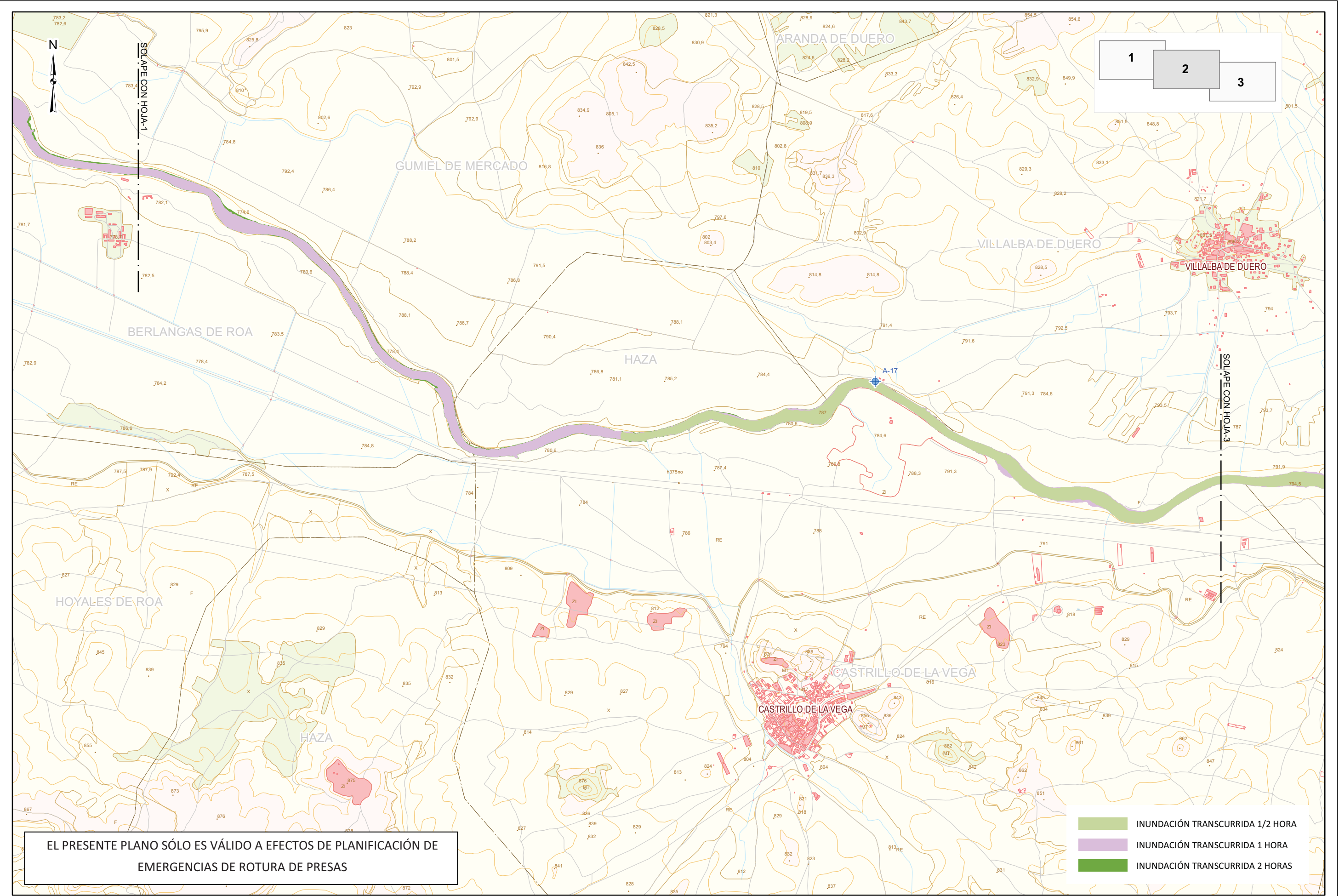
Nº DE HOJA  
3 de 3 (Detalle)



2.2. ÁREAS INUNDABLES CORRESPONDIENTES A LA ½, 1 Y 2 HORAS PARA LA  
HIPÓTESIS DE ROTURA CON AVENIDA (4 HOJAS)







TÍTULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES  
POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS  
T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

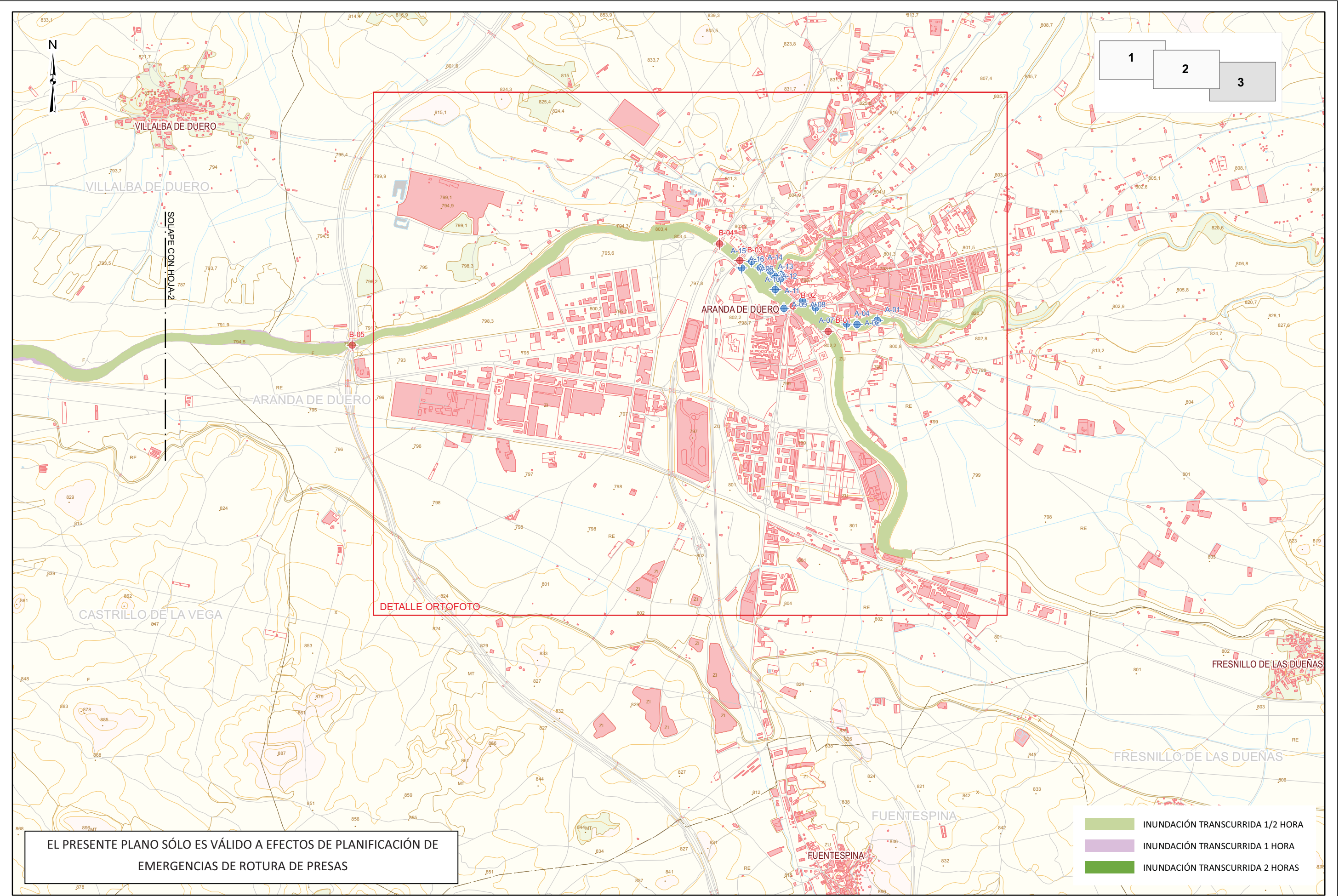
ESCALA ORIGINAL  
1:25.000  
NUMÉRICA  
DIN A-3

FECHA  
MARZO 2012

TÍTULO DE PLANO  
ÁREAS INUNDABLES CORRESPONDIENTES A LA 1/2, 1 Y 2  
HORAS PARA LA HIPÓTESIS DE ROTURA CON AVENIDA

Nº DE PLANO  
2.2.  
Nº DE HOJA  
2 de 3





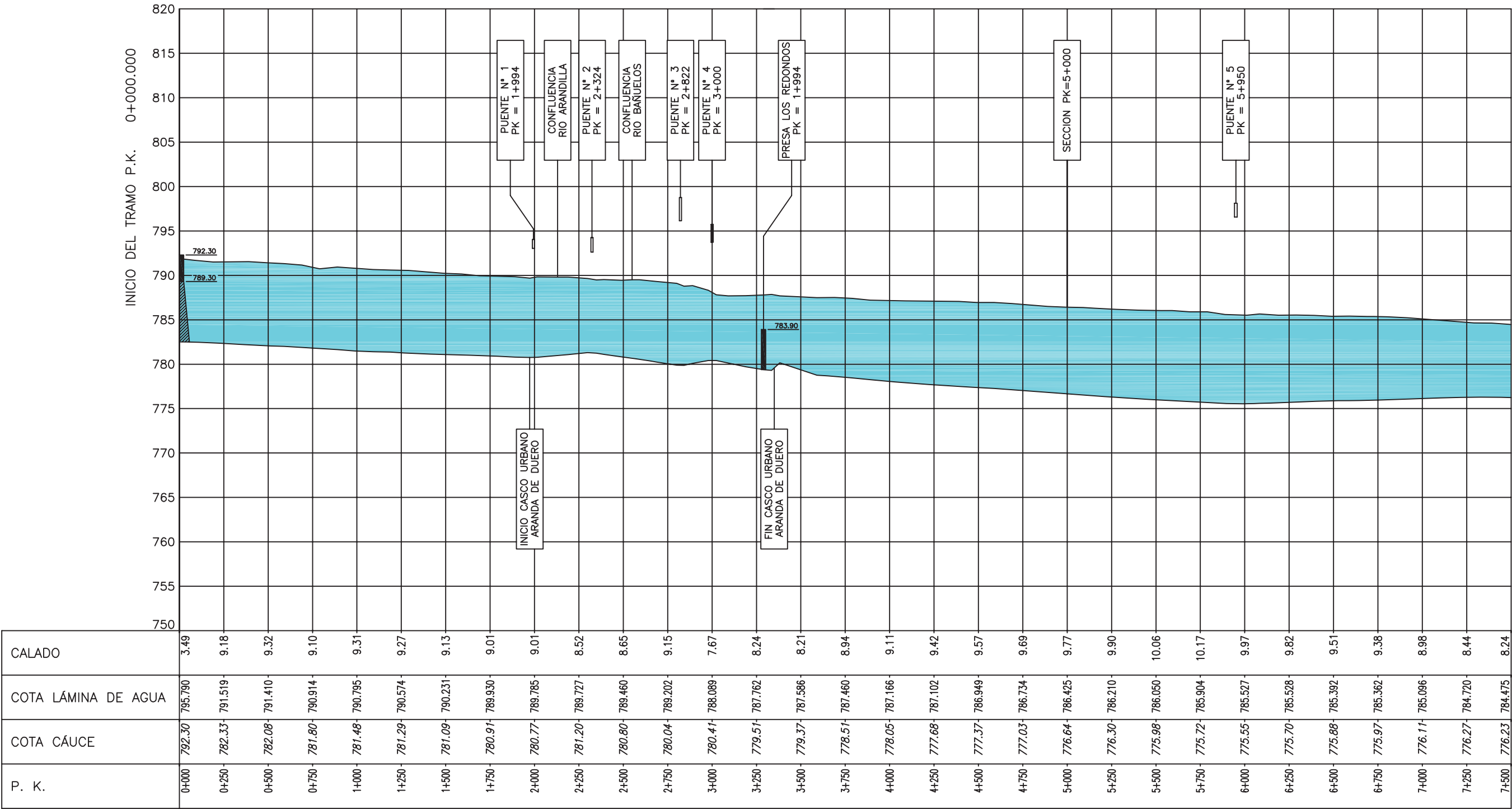






**2.3.** PERFIL LONGITUDINAL DE LA ENVOLVENTE DE CALADOS PARA LA HIPÓTESIS DE ROTURA  
CON AVENIDA (4 HOJAS)





PUNTO	P.K.	CALADO	V max (m/s)
PUENTE N° 1	1+994	8.995	2.38
PUENTE N° 2	2+324	8.305	3.29
PUENTE N° 3	2+822	9.061	4.48
PUENTE N° 4	3+000	7.679	4.78
SECCIÓN	5+000	9.779	2.54
PUENTE N° 5	5+950	9.995	3.04

EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS

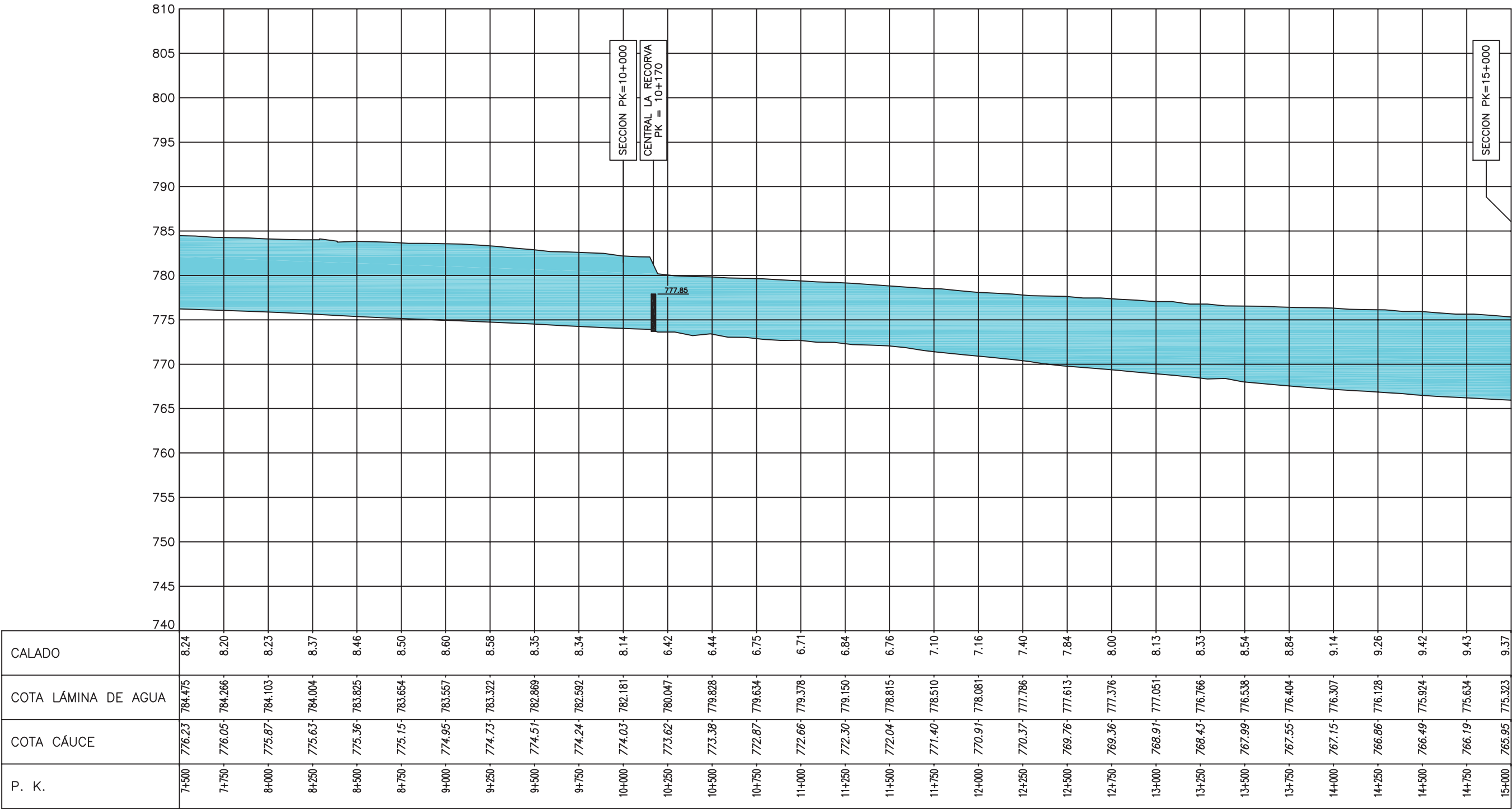


TÍTULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL  
H=1:25.000  
V= 1:500  
NUMÉRICA  
DIN A-3

FECHA  
MARZO 2012

TÍTULO DEL PLANO  
PERFIL LONGITUDINAL ENVOLVENTE DE CALADOS HIPÓTESIS DE ROTURA CON AVENIDA



EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS

PUNTO	P.K.	CALADO	V max (m/s)
SECCIÓN	10+000	8.148	2.78
SECCIÓN	15+000	9.373	2.43



TÍTULO

PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL

NUMÉRICA DIN A-3

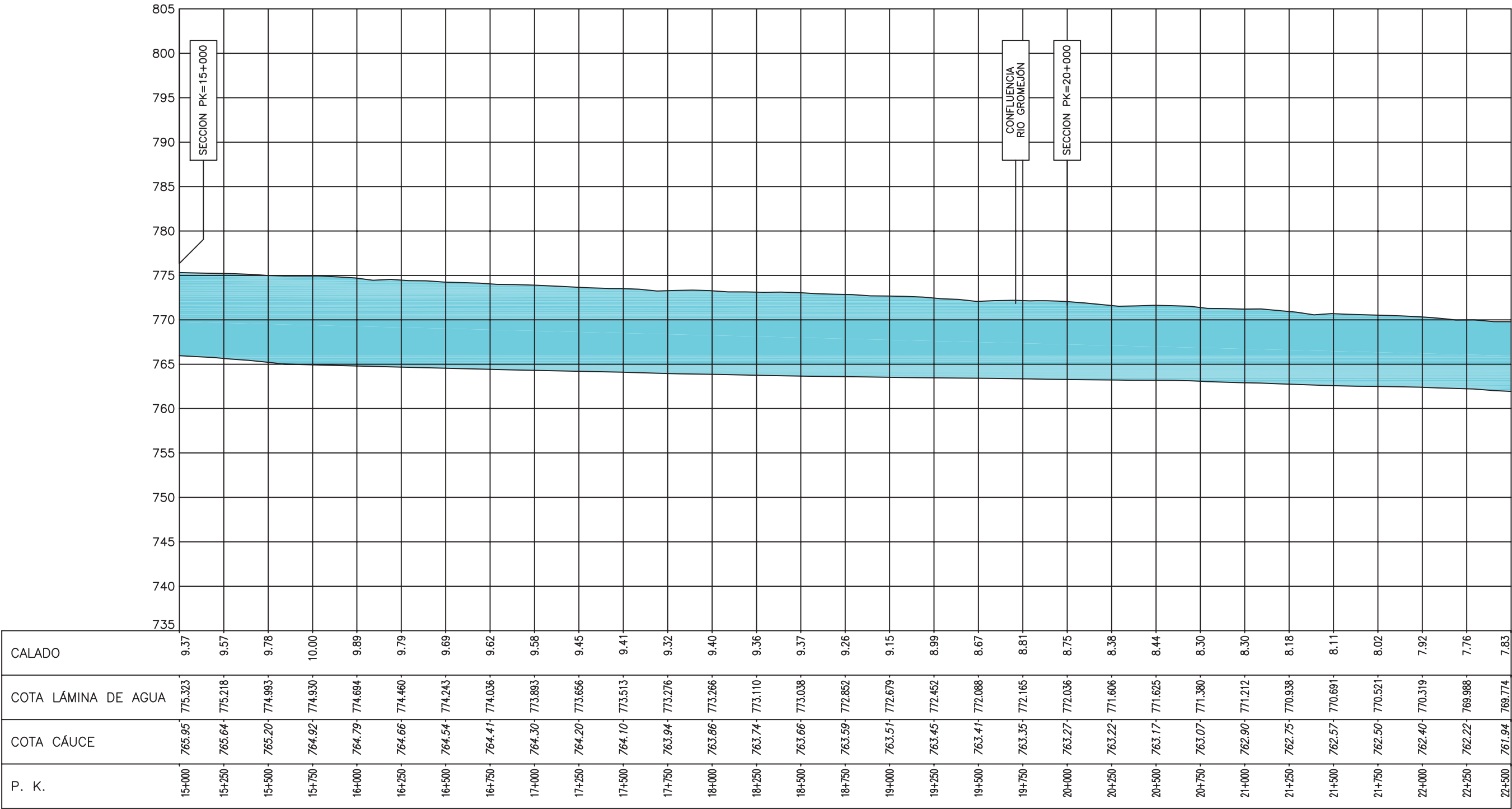
H=1:25.000  
V= 1:500

FECHA

MARZO 2012

TÍTULO DEL PLANO

PERFIL LONGITUDINAL ENVOLVENTE DE CALADOS HIPÓTESIS DE ROTURA CON AVENIDA



EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS

PUNTO	P.K.	CALADO	V max (m/s)
SECCIÓN	15+000	9.373	2.43
SECCIÓN	20+000	8.758	1.51



REALIZADO POR

TÍTULO

PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL

NUMÉRICA DIN A-3

H=1:25.000  
V= 1:500

FECHA

MARZO 2012

TÍTULO DEL PLANO

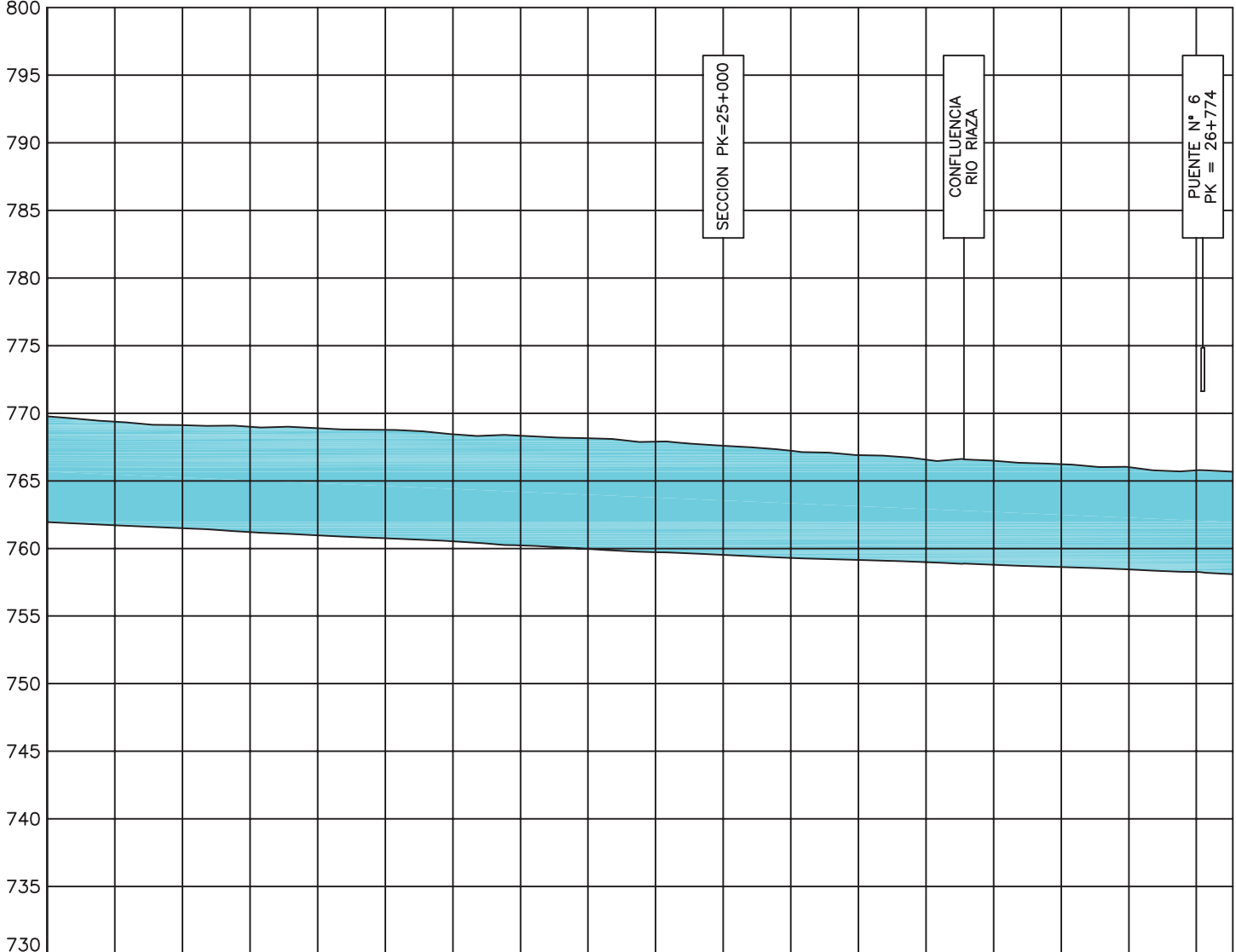
PERFIL LONGITUDINAL ENVOLVENTE DE CALADOS HIPÓTESIS DE ROTURA CON AVENIDA

Nº DE PLANO  
2.3

Nº DE HOJA  
3 DE 4

EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS

CALADO	7.83	7.66	7.61	7.78	7.92	8.03	7.92	8.12	8.17	8.16	8.07	7.92	7.75	7.58	7.70	7.61	7.58	7.53	7.58
COTA LÁMINA DE AGUA	769.774	769.382	769.115	769.002	768.891	768.772	768.446	768.350	768.144	767.898	767.599	767.228	766.905	766.568	766.494	766.238	766.023	765.784	765.680
COTA CÁUCE	761.94	761.71	761.50	761.21	760.97	760.74	760.51	760.23	759.96	759.73	759.52	759.30	759.15	758.98	758.79	758.62	758.44	758.25	758.10
P. K.	22+500	22+750	23+000	23+250	23+500	23+750	24+000	24+250	24+500	24+750	25+000	25+250	25+500	25+750	26+000	26+250	26+500	26+750	26+885



PUNTO	P.K.	CALADO	V max (m/s)
SECCIÓN	25+000	8.077	2.12
PUENTE N° 6	26+774	7.578	1.77



TÍTULO

PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL

NUMÉRICA DIN A-3

H=1:25.000  
V= 1:500

FECHA

MARZO 2012

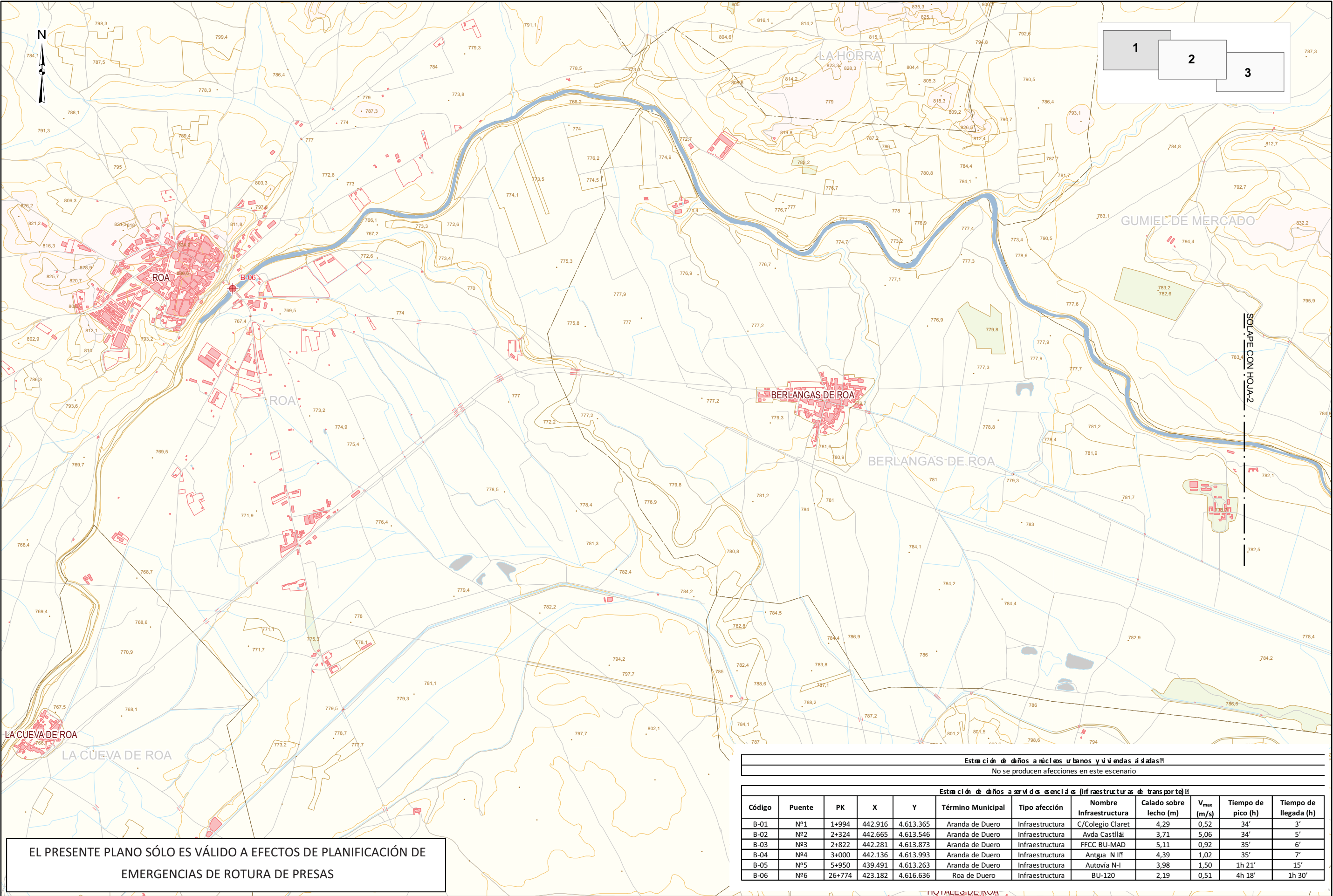
TÍTULO DEL PLANO

PERFIL LONGITUDINAL ENVOLVENTE DE CALADOS HIPÓTESIS DE ROTURA CON AVENIDA

### 3. HIPÓTESIS DE ROTURA DE COMPUERTAS

3.1. ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS DE LLEGADA  
DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE A LA HIPÓTESIS DE ROTURA DE  
COMPUERTAS (4 HOJAS)





EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS

Estimación de daños a núcleos urbanos y viviendas aisladas											
No se producen afecciones en este escenario											
Estimación de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte)											
Código	Puente	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nombre Infraestructura	Calado sobre lecho (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
B-01	Nº1	1+994	442.916	4.613.365	Aranda de Duero	Infraestructura	C/Colegio Claret	4,29	0,52	34'	3'
B-02	Nº2	2+324	442.665	4.613.546	Aranda de Duero	Infraestructura	Avda Castilla	3,71	5,06	34'	5'
B-03	Nº3	2+822	442.281	4.613.873	Aranda de Duero	Infraestructura	FFCC BU-MAD	5,11	0,92	35'	6'
B-04	Nº4	3+000	442.136	4.613.993	Aranda de Duero	Infraestructura	Antigua N I	4,39	1,02	35'	7'
B-05	Nº5	5+950	439.491	4.613.263	Aranda de Duero	Infraestructura	Autovía N-I	3,98	1,50	1h 21'	15'
B-06	Nº6	26+774	423.182	4.616.636	Roa de Duero	Infraestructura	BU-120	2,19	0,51	4h 18'	1h 30'



TÍTULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

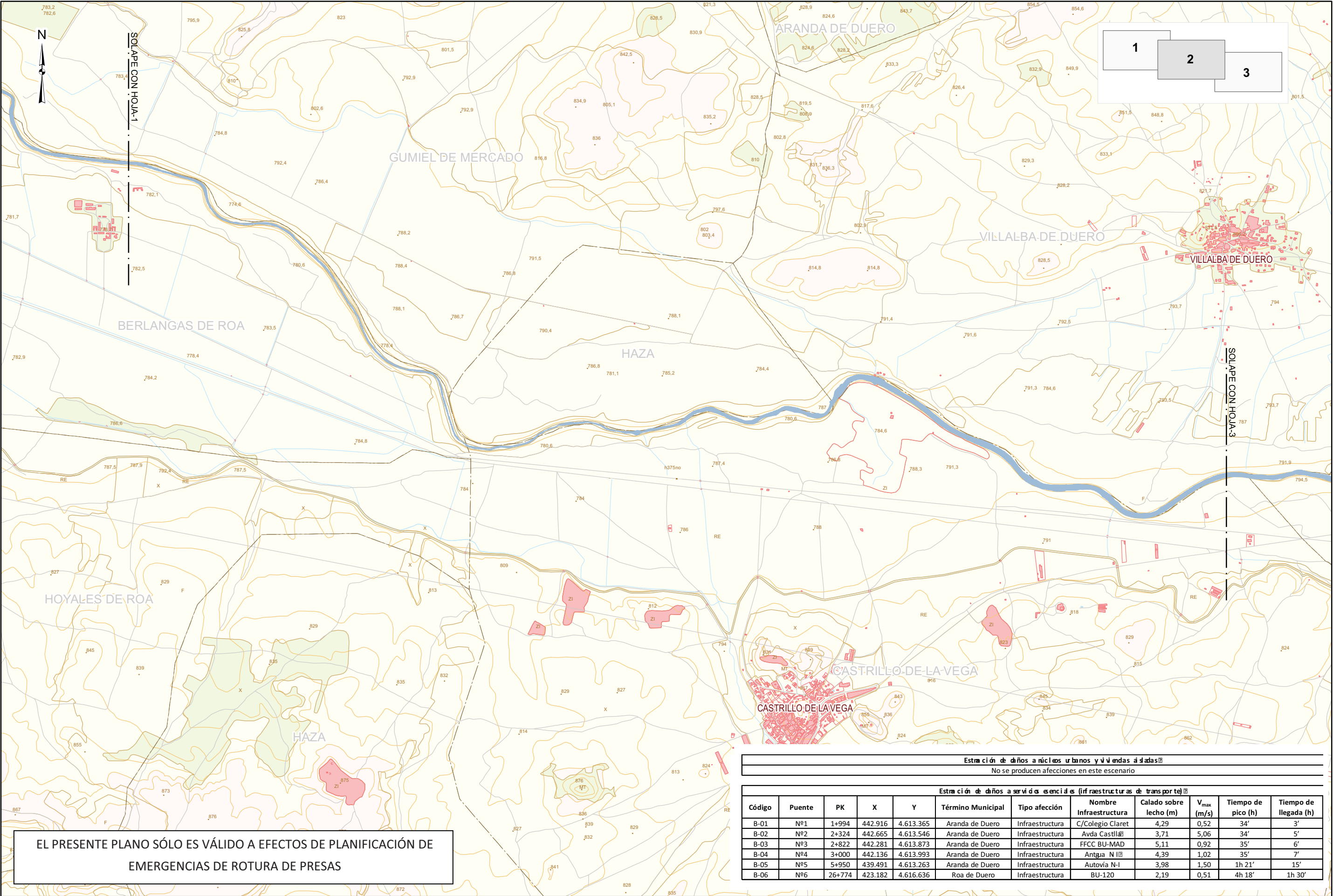
ESCALA ORIGINAL  
1:25.000

FECHA  
MARZO 2012

TÍTULO DE PLANO  
ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS DE LLEGADA DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE A LA HIPÓTESIS DE ROTURA DE COMPUERTAS

Nº DE PLANO  
3.1.  
Nº DE HOJA  
1 de 3





EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS

Estración de daños a núcleos urbanos y viviendas aisladas											
No se producen afecciones en este escenario											
Estración de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte)											
Código	Puente	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nombre Infraestructura	Calado sobre lecho (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
B-01	Nº1	1+994	442.916	4.613.365	Aranda de Duero	Infraestructura	C/Colegio Claret	4,29	0,52	34'	3'
B-02	Nº2	2+324	442.665	4.613.546	Aranda de Duero	Infraestructura	Avda Castilla	3,71	5,06	34'	5'
B-03	Nº3	2+822	442.281	4.613.873	Aranda de Duero	Infraestructura	FFCC BU-MAD	5,11	0,92	35'	6'
B-04	Nº4	3+000	442.136	4.613.993	Aranda de Duero	Infraestructura	Antgua N I	4,39	1,02	35'	7'
B-05	Nº5	5+950	439.491	4.613.263	Aranda de Duero	Infraestructura	Autovía N-I	3,98	1,50	1h 21'	15'
B-06	Nº6	26+774	423.182	4.616.636	Roa de Duero	Infraestructura	BU-120	2,19	0,51	4h 18'	1h 30'



TITULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

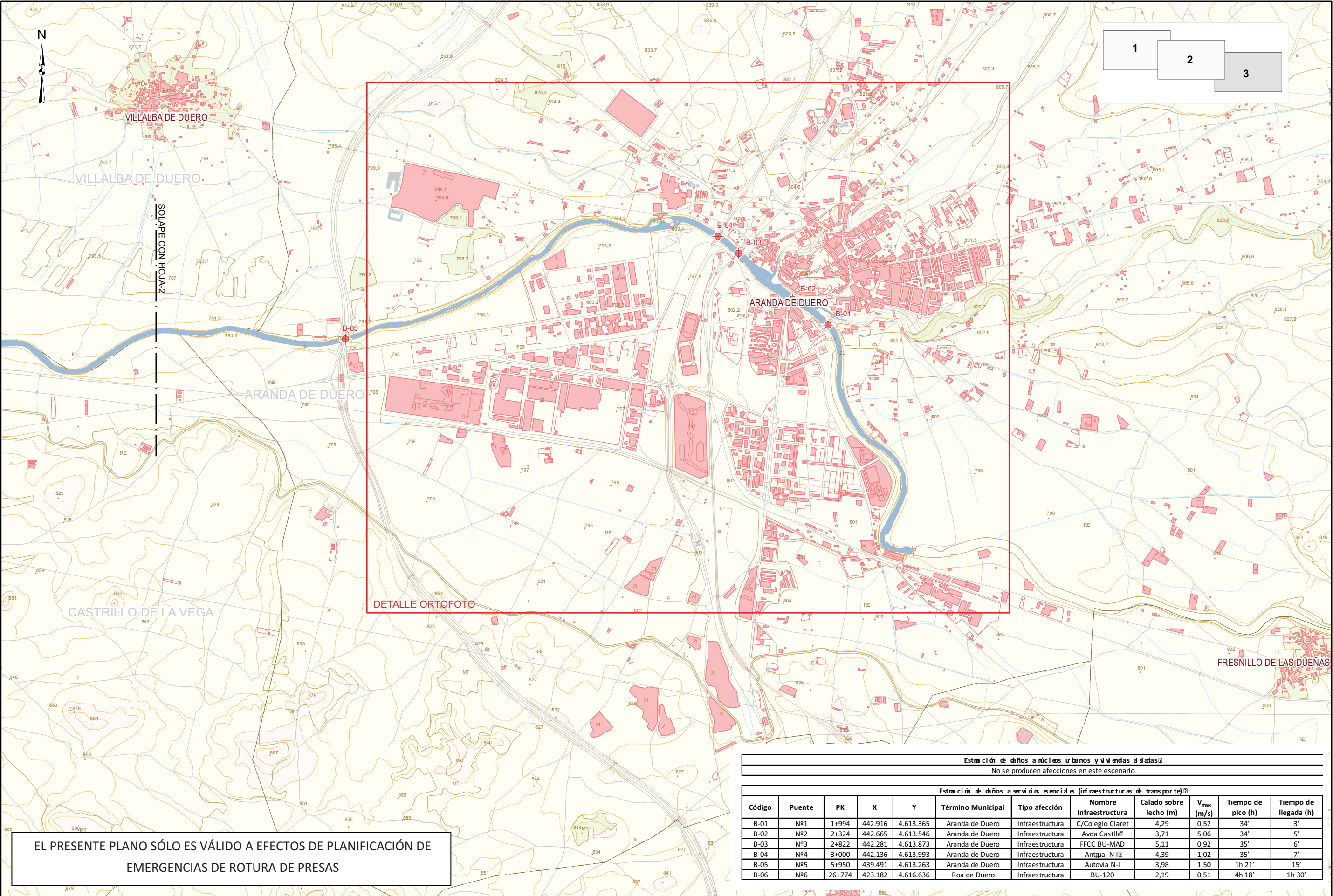
ESCALA ORIGINAL  
1:25.000

FECHA  
MARZO 2012

TITULO DE PLANO  
ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS DE LLEGADA DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE A LA HIPÓTESIS DE ROTURA DE COMPUERTAS

Nº DE PLANO  
3.1.  
Nº DE HOJA  
2 de 3





Estración de daños a núcleos urbanos y viviendas aisladas										
No se producen afecciones en este escenario										

Estración de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte)											
Código	Puente	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nombre Infraestructura	Calado sobre lecho (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
B-01	Nº1	1+994	442.916	4.613.365	Aranda de Duero	Infraestructura	C/Colegio Claret	4,29	0,52	34'	3'
B-02	Nº2	2+324	442.665	4.613.546	Aranda de Duero	Infraestructura	Avda Castilla	3,71	5,06	34'	5'
B-03	Nº3	2+822	442.281	4.613.873	Aranda de Duero	Infraestructura	FFCC BU-MAD	5,11	0,92	35'	6'
B-04	Nº4	3+000	442.136	4.613.993	Aranda de Duero	Infraestructura	Antigua N	4,39	1,02	35'	7'
B-05	Nº5	5+950	439.491	4.613.263	Aranda de Duero	Infraestructura	Autovía N-I	3,98	1,50	1h 21'	15'
B-06	Nº6	26+774	423.182	4.616.636	Roa de Duero	Infraestructura	BU-120	2,19	0,51	4h 18'	1h 30'



TÍTULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES  
POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS  
T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL

1:25.000

NUMÉRICA  
DIN A-3

FECHA

MARZO 2012

TÍTULO DE PLANO  
ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS  
DE LLEGADA DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE  
A LA HIPÓTESIS DE ROTURA DE COMPUERTAS

Nº DE PLANO  
3.1.

Nº DE HOJA  
3 de 3





EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS

Estimación de daños a núcleos urbanos y viviendas aisladas											
No se producen afecciones en este escenario											
Estimación de daños a servicios esenciales (infraestructuras de transporte)											
Código	Puente	PK	X	Y	Término Municipal	Tipo afección	Nombre Infraestructura	Calado sobre lecho (m)	V <sub>max</sub> (m/s)	Tiempo de pico (h)	Tiempo de llegada (h)
B-01	Nº1	1+994	442.916	4.613.365	Aranda de Duero	Infraestructura	C/Colegio Claret	4,29	0,52	34'	3'
B-02	Nº2	2+324	442.665	4.613.546	Aranda de Duero	Infraestructura	Avda Castilla	3,71	5,06	34'	5'
B-03	Nº3	2+822	442.281	4.613.873	Aranda de Duero	Infraestructura	FFCC BU-MAD	5,11	0,92	35'	6'
B-04	Nº4	3+000	442.136	4.613.993	Aranda de Duero	Infraestructura	Antigua N I	4,39	1,02	35'	7'
B-05	Nº5	5+950	439.491	4.613.263	Aranda de Duero	Infraestructura	Autovía N-I	3,98	1,50	1h 21'	15'
B-06	Nº6	26+774	423.182	4.616.636	Roa de Duero	Infraestructura	BU-120	2,19	0,51	4h 18'	1h 30'



TITULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL

1:15.000

NUMÉRICA  
DIN A-3

FECHA

MARZO 2012

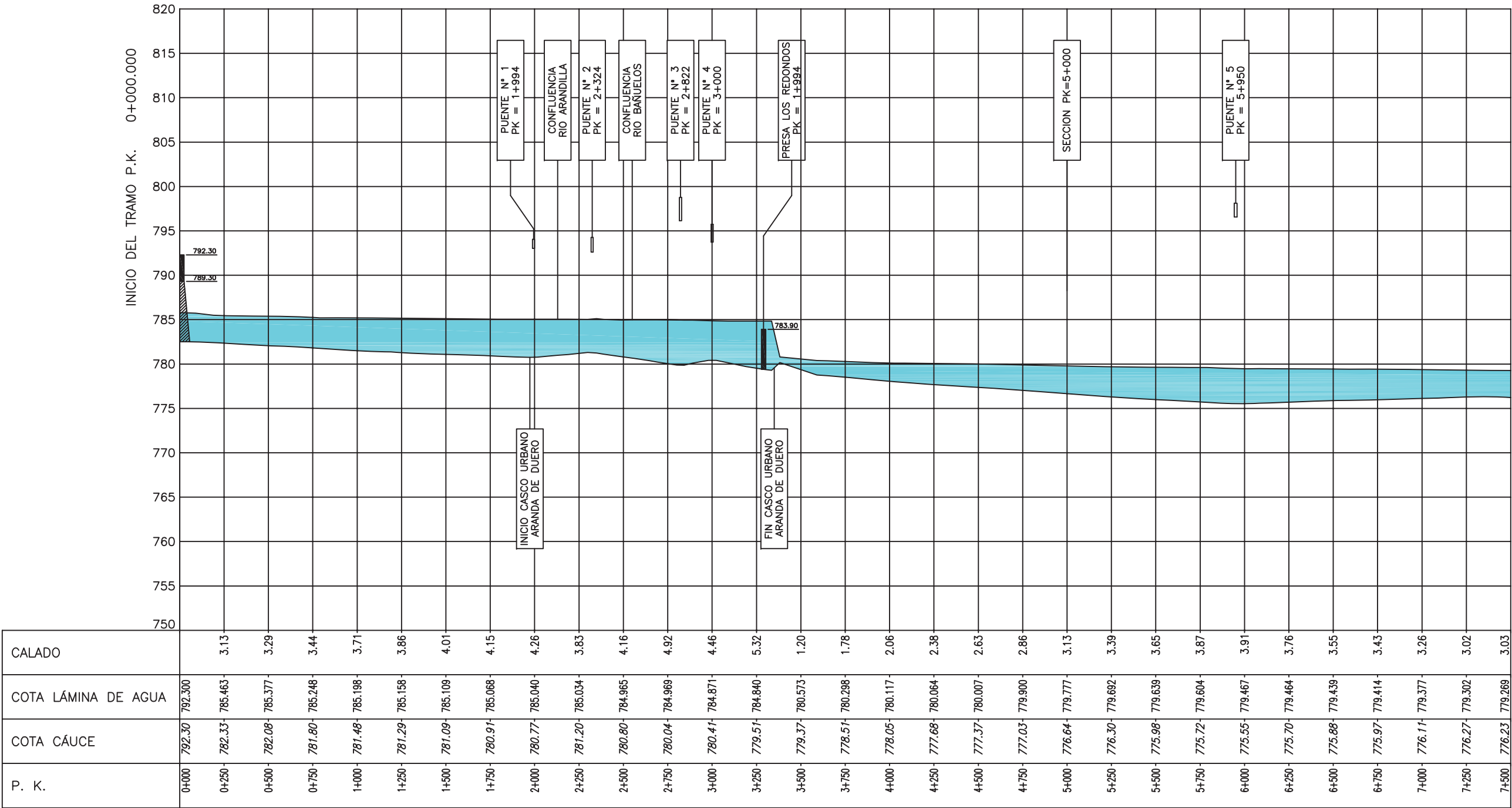
TITULO DE PLANO  
ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE Y TIEMPOS DE LLEGADA DE LA ONDA DE ROTURA CORRESPONDIENTE A LA HIPÓTESIS DE ROTURA DE COMPUERTAS

Nº DE PLANO  
3.1.

Nº DE HOJA  
3 de 3 (Detalle)



3.2. PERFIL LONGITUDINAL DE LA ENVOLVENTE DE CALADOS PARA LA HIPÓTESIS DE  
ROTURA DE COMPUERTAS (4 HOJAS)



PUNTO	P.K.	CALADO	V max (m/s)
PUENTE N° 1	1+994	4.625	0.52
PUENTE N° 2	2+324	3.795	0.18
PUENTE N° 3	2+822	5.120	0.49
PUENTE N° 4	3+000	4.460	1.02
SECCIÓN	5+000	3.130	0.87
PUENTE N° 5	5+950	3.935	1.51

EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS



TÍTULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL

NUMÉRICA  
DIN A-3

H=1:25.000  
V= 1:500

FECHA

MARZO 2012

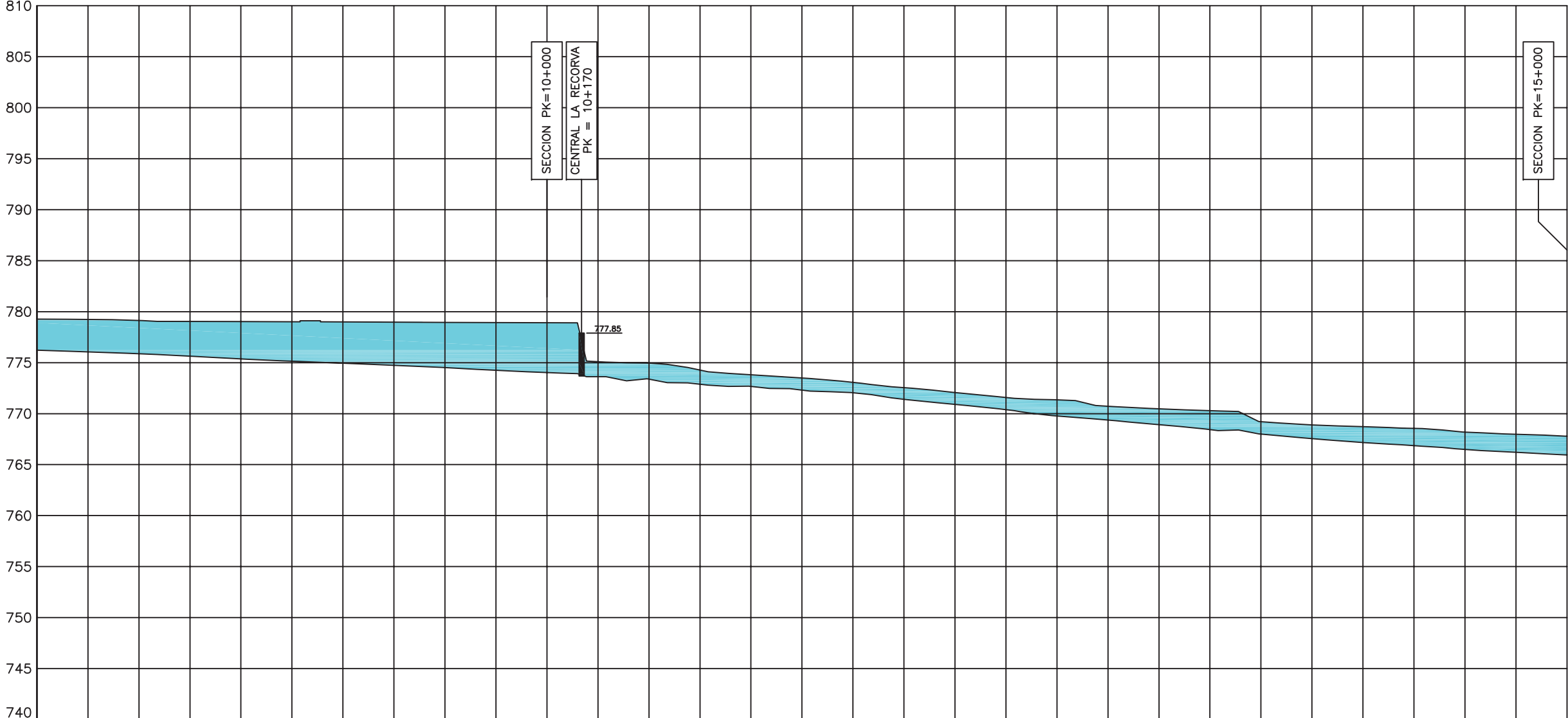
TÍTULO DEL PLANO

PERFIL LONGITUDINAL ENVOLVENTE DE CALADOS HIPÓTESIS DE ROTURA DE COMPUERTAS

Nº DE PLANO  
3.2

Nº DE HOJA  
1 DE 4

CALADO	3.03	3.17	3.26	3.41	3.65	3.85	4.03	4.23	4.43	4.68	4.86	1.47	1.57	1.39	1.14	1.18	1.01	1.14	1.15	1.21	1.58	1.36	1.55	1.85	1.22	1.34	1.57	1.68	1.69	1.78	1.84
COTA LÁMINA DE AGUA	779.269	779.228	779.139	779.050	779.020	779.004	778.990	778.974	778.949	778.930	778.900	775.097	774.956	774.274	773.809	773.490	773.066	772.550	772.071	771.590	771.353	770.728	770.465	770.286	769.216	768.900	768.731	768.550	768.191	767.980	767.794
COTA CÁUCE	776.23	776.05	775.87	775.63	775.36	775.15	774.95	774.73	774.51	774.24	774.03	773.62	773.38	772.87	772.66	772.30	772.04	771.40	770.91	770.37	769.76	769.36	768.91	768.43	767.99	767.55	767.15	766.86	766.49	766.19	765.95
P. K.	7+500	7+750	8+000	8+250	8+500	8+750	9+000	9+250	9+500	9+750	10+000	10+250	10+500	10+750	11+000	11+250	11+500	11+750	12+000	12+250	12+500	12+750	13+000	13+250	13+500	13+750	14+000	14+250	14+500	14+750	15+000



EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS

PUNTO	P.K.	CALADO	V max (m/s)
SECCIÓN	10+000	4.867	0.68
SECCIÓN	15+000	3.688	1.31



TÍTULO

PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL

NUMÉRICA DIN A-3

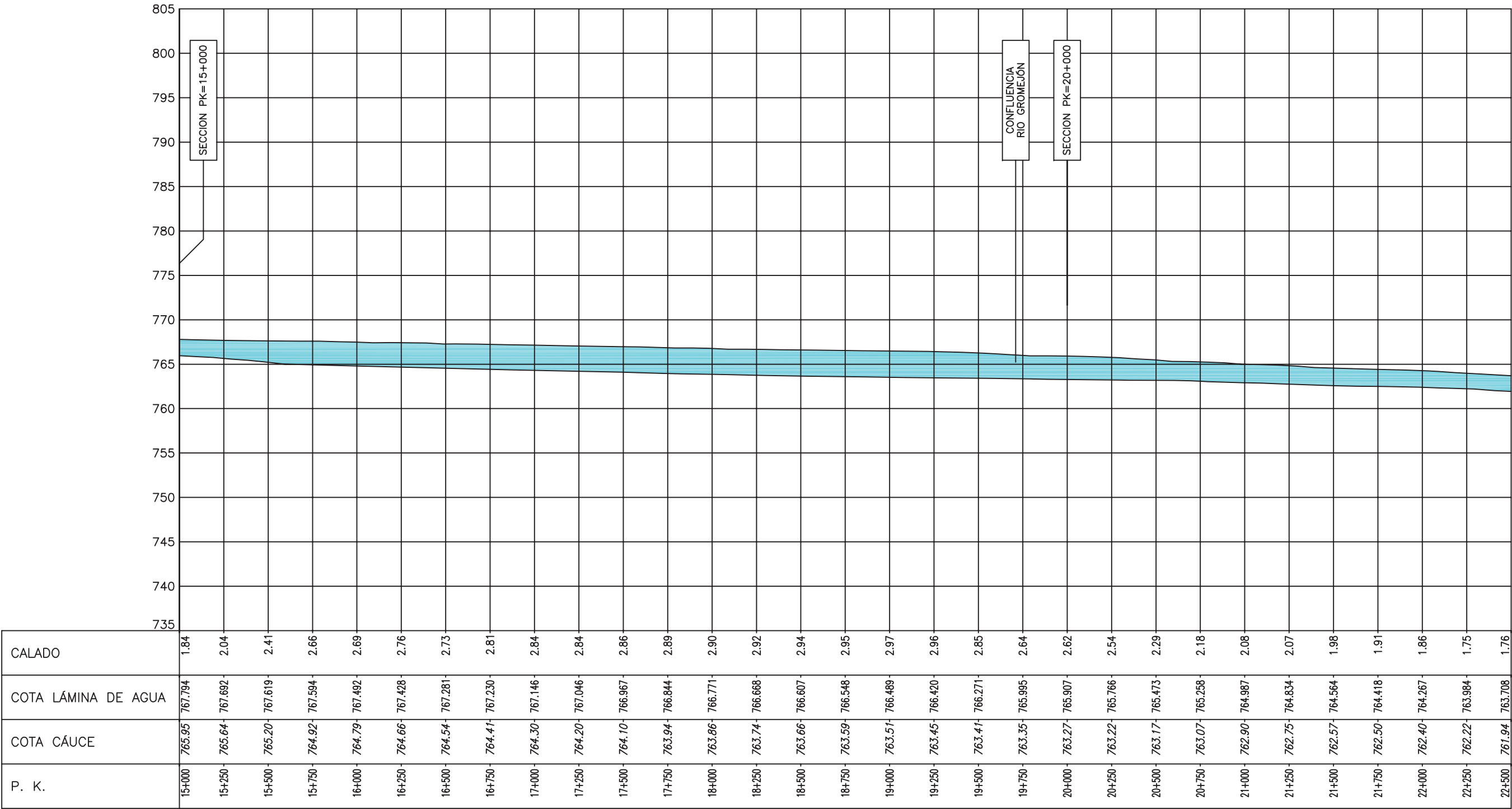
H=1:25.000  
V= 1:500

FECHA

MARZO 2012

TÍTULO DEL PLANO

PERFIL LONGITUDINAL ENVOLVENTE DE CALADOS HIPÓTESIS DE ROTURA DE COMPUERTAS



EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS

PUNTO	P.K.	CALADO	V max (m/s)
SECCIÓN	15+000	1.844	1.31
SECCIÓN	20+000	2.629	0.44



REALIZADO POR

TÍTULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS  
T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL  
  
H=1:25.000  
V= 1:500  
NUMÉRICA  
DIN A-3

FECHA  
MARZO 2012

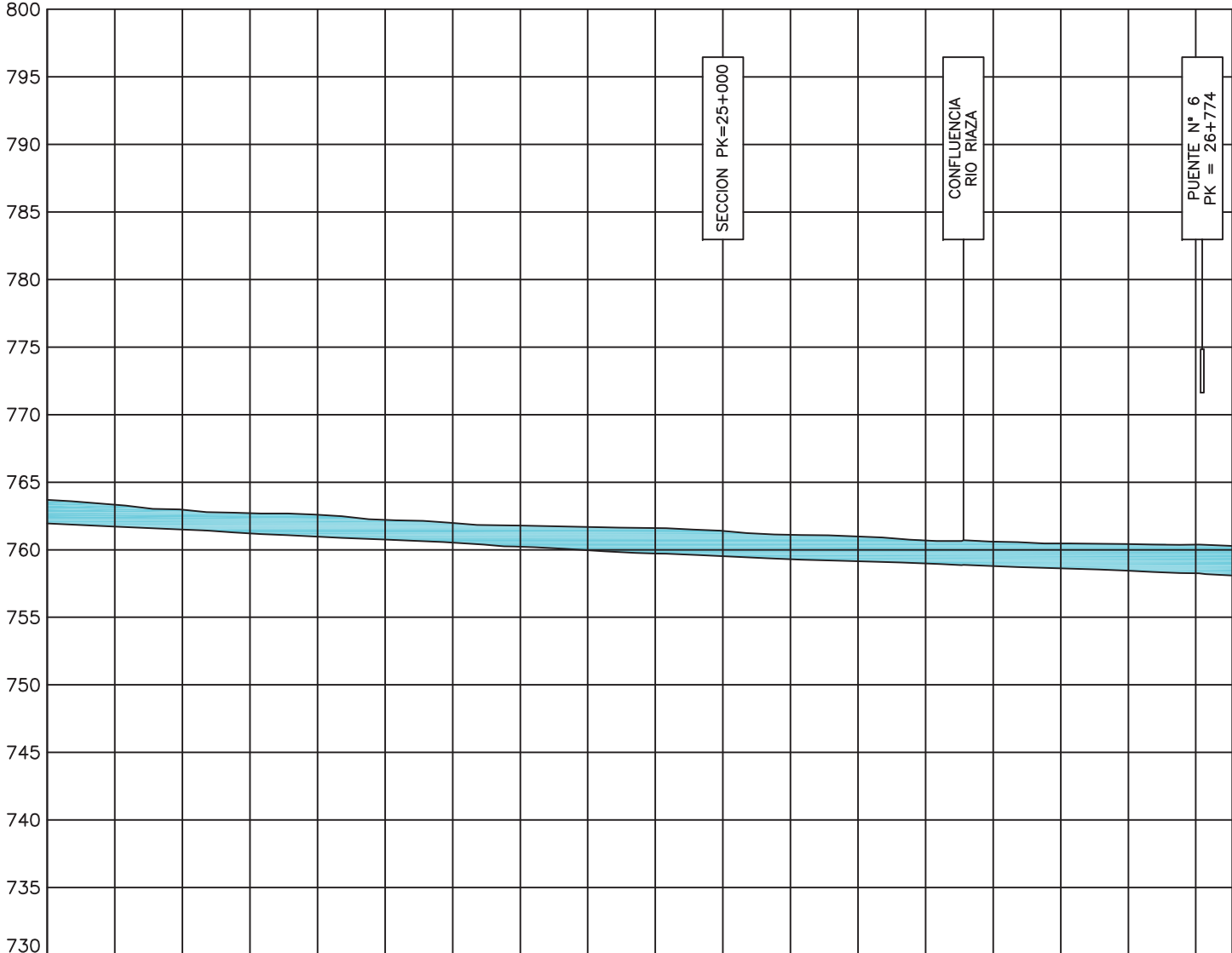
TÍTULO DEL PLANO  
PERFIL LONGITUDINAL ENVOLVENTE DE CALADOS  
HIPÓTESIS DE ROTURA DE COMPUERTAS

Nº DE PLANO  
3.2  
Nº DE HOJA  
3 DE 4



EL PRESENTE PLANO SÓLO ES VÁLIDO A EFECTOS DE PLANIFICACIÓN DE EMERGENCIAS DE ROTURA DE PRESAS

CALADO	1.76	1.62	1.47	1.50	1.63	1.47	1.46	1.57	1.72	1.87	1.89	1.82	1.83	1.70	1.81	1.85	1.99	2.13	2.20
COTA LÁMINA DE AGUA	763.708	763.338	762.971	762.718	762.608	762.216	761.984	761.806	761.697	761.608	761.412	761.126	760.992	760.694	760.606	760.480	760.436	760.388	760.300
COTA CÁUCE	761.94	761.71	761.50	761.21	760.97	760.74	760.51	760.23	759.96	759.73	759.52	759.30	759.15	758.98	758.79	758.62	758.44	758.25	758.10
P. K.	22+500	22+750	23+000	23+250	23+500	23+750	24+000	24+250	24+500	24+750	25+000	25+250	25+500	25+750	26+000	26+250	26+500	26+750	26+885



PUNTO	P.K.	CALADO	V max (m/s)
SECCIÓN	25+000	1.890	1.26
PUENTE N° 6	26+774	2.150	0.51



TÍTULO  
PLAN DE EMERGENCIA ANTE EL RIESGO DE INUNDACIONES  
POR ROTURA O AVERÍA GRAVE DE LA PRESA VIRGEN DE LAS VIÑAS  
T.M. ARANDA DE DUERO (BURGOS)

ESCALA ORIGINAL  
  
H=1:25.000  
V= 1:500  
NUMÉRICA  
DIN A-3

FECHA  
MARZO 2012

TÍTULO DEL PLANO  
PERFIL LONGITUDINAL  
ENVOLVENTE DE CALADOS  
HIPÓTESIS DE ROTURA DE COMPUERTAS

Nº DE PLANO  
3.2  
Nº DE HOJA  
4 DE 4