

Proyecto Fin de Carrera
Grado en Ingeniería Civil

**Estudio del drenaje transversal de un tramo de
la carretera A-308 en el T.M. Darro (Granada).
Análisis de socavaciones en las distintas
alternativas de puentes sobre el Arroyo de**

Autor: María Satué Vázquez

Tutor: Antonio Ruiz Reina

Dep. de Ingeniería Aeroespacial y Mecánica de
Fluidos

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Sevilla, 2014



Proyecto Fin de Carrera
Grado en Ingeniería Civil

**Estudio del drenaje transversal de un tramo de la
carretera A-308 en el T.M. Darro (Granada). Análisis de
socavaciones en las distintas alternativas de puentes
sobre el Arroyo de Rambla Seca.**

Autor:
María Satué Vázquez

Tutor:
Antonio Ruiz Reina

Dep. de Ingeniería Aeroespacial y Mecánica de Fluidos
Escuela Técnica Superior de Ingeniería
Universidad de Sevilla
Sevilla, 2014

Proyecto Fin de Carrera: Estudio del drenaje transversal de un tramo de la carretera A-308 en el T.M. Darro (Granada). Análisis de socavaciones en las distintas alternativas de puentes sobre el Arroyo de Rambla Seca.

Autor: María Satué Vázquez

Tutor: Antonio Ruiz Reina

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2014

El Secretario del Tribunal

Índice

Índice	ii
Índice de Tablas	iv
Índice de Figuras	vii
Notación	viii
1 Introducción	1
2 Documentación de partida	2
2.1 Antecedentes	2
2.2 Normativa o documentación técnica	2
3 Situación actual	3
3.1 Obras de drenaje transversal	3
3.2 Cauces principales	4
4 Hidrología	5
5 Caudales máximos	7
6 Criterios de diseño	13
6.1 Obras de drenaje transversal	13
6.2 Estudio hidráulico de los cauces principales	14
7 Obras de drenaje transversal	15
7.1 Estudio de las obras actuales	15
7.1.1 Consideraciones preliminares	15
7.1.2 Comprobación de las obras actuales	15
7.1.3 Conclusiones	16
7.2 Dimensionamiento de las nuevas obras	16
7.2.1 Consideraciones generales	16
7.2.2 Criterios hidráulicos	16
7.2.3 Dimensionamiento hidráulico	18

7.2.4	Conclusiones.	19	Apéndice 11 – Análisis de socavaciones en las distintas alternativas de puentes	99
7.2.5	Planos y otros cálculos	19	11.1. – Alternativa 1	101
8	Estudio hidráulico de los cauces principales	20	11.1. – Alternativa 2	105
8.1	Consideraciones generales.	20	11.3. – Alternativa 3	109
8.2	Modelización hidráulica.	20	Apéndice 12 – Planos	113
8.2.1	Coefficiente de Manning.	21		
8.2.2	Coefficientes de contracción y expansión.	21		
8.2.3	Caudales de cálculo.	21		
8.2.4	Condiciones de contorno.	22		
8.2.5	Resultados.	22		
9	Modelización en HEC-RAS de la ODT en el Arroyo de Frontina	23		
10	Análisis de socavaciones en las distintas alternativas de puentes sobre el Arroyo de Rambla Seca	24		
9.1	Consideraciones generales	24		
9.2	Análisis de las ecuaciones para el cálculo de socavaciones	25		
9.2.1	Socavación por contracción del cauce	25		
9.2.2	Socavación local en los estribos	27		
9.2.3	Socavación local en las pilas	28		
9.3	Estudio de la alternativa 1	30		
9.4	Estudio de la alternativa 2	31		
9.5	Estudio de la alternativa 3	31		
9.6	Estudio de la protección de escollera	32		
9.6.1	Cota de la escollera.	32		
9.6.2	Dimensión en planta del manto de escollera	33		
9.6.3	Tamaño de los bloques de escollera	33		
9.6.4	Espesor del manto de escollera	34		
9.6.5	Filtro	34		
11	Costes de las obras de drenaje transversal	35		
	Apéndice 1 - Inventario	36		
	Apéndice 2 – Cálculo del umbral de escorrentía	43		
	Apéndice 3 – Cálculo de caudales	45		
	Apéndice 4 – Comprobación de las obras existentes	49		
	Apéndice 5 – Dimensionamiento de las nuevas obras	55		
	Apéndice 6 – Medidas preventivas ante la erosión localiza	60		
	Apéndice 7 – Cálculo de la clase de tubos	62		
	Apéndice 8 – Resultados numéricos HEC-RAS	68		
	8.1. Arroyo de Rambla Seca	70		
	8.2. Arroyo de Frontina	73		
	Apéndice 9 – Salidas gráficas HEC-RAS	77		
	9.1. Arroyo de Rambla Seca	79		
	9.2. Arroyo de Frontina	84		
	Apéndice 10 – Estudio de la ODT en el Arroyo de Frontina	91		
	10.1. – Cálculo a través de la instrucción	92		
	10.2. – Cálculo a través de HEC-RAS	94		

Índice de Tablas

Tabla 1 – Obras de drenaje actuales	4
Tabla 2 – Coeficiente de variación y valor medio de la máxima precipitación	6
Tabla 3 – Cuantil regional	6
Tabla 4 – Cuantil regional en la zona de estudio	6
Tabla 5 – Precipitaciones máximas diarias	6
Tabla 6 – Umbral de escorrentía	8
Tabla 7 – Grupo de suelo	9
Tabla 8 – Coeficientes de escorrentía para los distintos períodos de retorno	9
Tabla 9 – Intensidades medias de precipitación para los distintos períodos de retorno	10
Tabla 10 – Área de cada una de las cuencas	11
Tabla 11 – Coeficiente K	11
Tabla 12 – Caudales Instrucción para los distintos períodos de retorno	11
Tabla 13 – Caudales Témez para los distintos períodos de retorno	12
Tabla 14 – Mínimos períodos de retorno (años).	13
Tabla 15 – Mínima dimensión de la ODT en función de la longitud de la misma	13
Tabla 16 – Obras de drenaje analizadas	15
Tabla 17 – Máxima capacidad de las obras actuales	16
Tabla 18 – Motivo de la construcción de una nueva obra	16
Tabla 19 – Resguardo mínimo	16
Tabla 20 – Valores de K_e	19
Tabla 21 – Características principales de las obras proyectadas	19
Tabla 22 – Caudales de los arroyos	21
Tabla 23 – Condición de contorno (pendiente)	22
Tabla 24 – Resultados obtenidos según la Instrucción y HEC-RAS	23
Tabla 25 – Caudal de cálculo para el análisis de socavaciones	25

Tabla 26 – Exponente de la ecuación de Laursen para la erosión por contracción	26
Tabla 27 – Factor de corrección por la forma del estribo	27
Tabla 28 – Factor de corrección por la forma de la nariz de la pila	28
Tabla 29 – Factor de corrección por el ángulo de ataque	28
Tabla 30 – Factor de corrección por la condición del lecho	28
Tabla 31 – Límites para el tamaño del material del lecho y para el valor de K_4	29
Tabla 32 – Socavación por contracción (Alternativa 1)	30
Tabla 33 – Socavación en los estribos (Alternativa 1)	30
Tabla 34 – Socavación en la pila (Alternativa 1)	30
Tabla 35 – Sobreelevación del nivel del agua (Alternativa 1)	31
Tabla 36 – Sobreelevación del nivel del agua (Alternativa 2)	31
Tabla 37 – Socavación por contracción (Alternativa 2)	31
Tabla 38 – Socavación en los estribos (Alternativa 2)	31
Tabla 39 – Sobreelevación del nivel del agua (Alternativa 3)	32
Tabla 40 – Socavación por contracción (Alternativa 3)	32
Tabla 41 – Socavación en los estribos (Alternativa 3)	32
Tabla 42 – Características del filtro	34
Tabla 43 – Costes de las obras de drenaje transversal	35

Índice de Figuras

Figura 1 – Punto geográfico	5
Figura 2 – Mapa coeficiente corrector	9
Figura 3 – Mapa relación entre la intensidad horaria y la diaria	10
Figura 4 – Límite de niveles altos a la salida.	18
Figura 5 – Arroyo de Rambla Seca	21
Figura 6 – Arroyo de Frontina	21
Figura 7 – Ángulo de contracción y de expansión	25
Figura 8 – Velocidad de caída en función del tamaño de las partículas	26
Figura 9 – Factor de corrección por el ángulo de ataque	27
Figura 10 – Anchura proyectada de la pila	30
Figura 11 – Alternativa 1	30
Figura 12 – Alternativa 2	31
Figura 13 – Alternativa 3	32
Figura 14 – Anchura del manto de escollera	33
Figura 15 – Influencia de la existencia de estribos en el peso de la escollera	33

Notación

PK	Punto kilométrico
ODT	Obra de drenaje transversal
mm	Milímetros (unidad de medida de precipitación)
m	Metros (unidad de medida de longitud)
km	Kilómetros (unidad de medida de longitud)
h	Horas (unidad de medida de tiempo)
mm/h	Milímetros/hora (unidad de medida de intensidad de precipitación)
m/m	Metros/metros (unidad de medida de pendiente)
%	Por ciento (unidad de medida de pendiente)
m ²	Metros cuadrado (unidad de medida de superficie)
km ²	Kilómetros cuadrado (unidad de medida de superficie)
Ha	Hectáreas (unidad de medida de superficie)
m/s	Metros/segundos (unidad de medida de velocidad)
m/s ²	Metros/segundos cuadrado (unidad de media de aceleración)
l/s	Litros/segundos (unidad de medida de caudal)
m ³ /s	Metros cúbicos/segundos (unidad de medida de caudal)

1 INTRODUCCIÓN

El presente documento es un anejo que se enmarca en el proyecto de ensanche y mejora del trazado de un tramo de la carretera A-308, pero este no es el objeto del estudio que se lleva a cabo en este documento.

La finalidad del presente anejo es definir los distintos elementos de drenaje superficial necesarios para dar continuidad a las cuencas naturales interceptadas por el tramo de la carretera A-308 objeto de estudio (PK 30+000 al 36+500). Para ello se estudian tres puntos fundamentales, describiéndose la metodología seguida y los resultados obtenidos que son necesarios para la definición y dimensionamiento de los elementos de drenaje. Estos tres puntos fundamentales son:

- Las pequeñas obras de drenaje transversal.
- El análisis hidráulico de los cauces principales (Arroyo de Rambla Seca y Arroyo de Frontina) que atraviesan el tramo de carretera objeto de estudio.
- El análisis de socavaciones de las distintas alternativas de puentes en el Arroyo de Rambla Seca.

La zona de estudio se encuentra dentro de la comarca de Guadix, en la provincia de Granada y, abarca el municipio de Darro.

2 DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA

Se detalla a continuación la documentación que se considera de aplicación.

2.1 Antecedentes

- Inventario de campo de las obras de drenaje transversal actuales.
- Cartografía 1:1.000 y 1:10.000 de la situación actual del tramo de carretera objeto de estudio.
- Base cartográfica SIOSE Andalucía a escala 1:10.000 del año 2005 de los usos del suelo. Nivel de semidetalle.
- WMS Mapa geológico de Andalucía.

2.2 Normativa o documentación técnica

- “Instrucción 5.2.-IC Drenaje Superficial”. Publicación del MOPU.
- “Máximas lluvias diarias en la España Peninsular”. Publicación del Ministerio de Fomento.
- “Aspectos prácticos de la definición de la máxima crecida ordinaria”. Publicación del CEDEX.
- “HEC-RAS 4.1 Users Manual”.
- “HEC-RAS 4.1 Reference Manual”.
- “Control de la erosión fluvial en puentes”. Publicación del MOPT.

3 SITUACIÓN ACTUAL

3.1 Obras de drenaje transversal

En el tramo objeto de estudio se definen un total de 11 obras de drenaje transversal en el tronco de la carretera numeradas siguiendo el sentido Iznalloz-Darro.

Para el estudio de la situación actual de las obras se ha realizado un inventario de campo que se recoge en el Apéndice 1 “Inventario de campo”. En este inventario se recogen las siguientes características de las distintas obras:

- Localización (PK).
- Sección y dimensiones de la obra.
- Material.
- Tipo de emboquille a la entrada y a la salida.
- Estado de conservación.
- Obstrucción de la obra.

Como puede verse en dicho inventario el drenaje transversal de la carretera se realiza mediante obras de sección circular, de hormigón o metálicas, que en algunos casos se encuentran en mal estado de conservación y aterradas u obstruidas. Incluso una de las obras se encuentra totalmente cerrada, por lo que se puede producir un efecto presa con la consecuente sobreelevación del nivel de las aguas y, por tanto, la posible afección a los propietarios de las parcelas colindantes y al paquete de firmes de la carretera.

Además, las obras que existen actualmente no cumplen las dimensiones mínimas necesarias para los caudales establecidos por la “Instrucción 5.2.-IC Drenaje Superficial”.

La totalidad de estas obras serán de nueva construcción, excepto una de ellas que será eliminada dado que por razones topográficas se considera que no es necesaria, por lo que habrá que demoler las obras antiguas y la rasante de la carretera se verá modificada.

Tabla 1 – Obras de drenaje actuales

Obra	PK	Sección	Material	Diámetro (m)
Actual_1	30+150	Circular	Hormigón	0.8
Actual_2	30+250	Circular	Hormigón	0.8
Actual_3	30+500	Circular	Hormigón	0.8
Actual_4	31+650	Circular	Chapa	5.0
Actual_5	32+200	Circular	Hormigón	0.8
Actual_6	32+900	Circular	Hormigón	0.8
Actual_7	34+400	Circular	Chapa	2.0
Actual_8	35+550	Circular	Hormigón	0.9
Actual_9	35+700	Circular	Hormigón	0.9
Actual_10	35+800	Circular	Hormigón	1.0
Actual_11	36+200	Circular	Chapa	3.0

3.2 Cauces principales

Los cauces principales que atraviesan el tramo de carretera objeto de estudio son:

- Arroyo de Rambla Seca.
- Arroyo de Frontina.

Ambos cauces son poco sinuosos y sus márgenes están poco vegetadas. La vegetación principal es de cultivos en hileras.

Estos arroyos se ven afectados por unas obras de drenaje transversal de chapa de 5 y 2 m de diámetro respectivamente.

2. Estimar mediante las Isolíneas representadas en los planos el coeficiente de variación C_v y el valor medio $\bar{P}$ de la máxima precipitación diaria anual.

Para la zona de estudio, se obtiene que los valores del coeficiente de variación y el valor medio de la máxima precipitación diaria anual son los siguientes:

Tabla 2 – Coeficiente de variación y valor medio de la máxima precipitación

Coeficiente de variación (C_v)	0.48
Valor medio de la máxima precipitación (P)	48

3. Para el periodo de retorno deseado T y el valor de C_v , obtener el cuantil regional Y_t .

El cuantil regional se obtiene con ayuda de la siguiente tabla:

Tabla 3 – Cuantil regional

C_v	Periodo de retorno en años T							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.300	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.310	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.320	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.330	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.340	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.350	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.360	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.370	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.380	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.390	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.400	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.410	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.420	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.430	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.440	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.450	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.460	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.470	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.550
0.480	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.490	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.500	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.510	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.520	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

Para el valor del coeficiente de variación obtenido, los cuantiles regionales para los distintos periodos de retorno son los siguientes:

Tabla 4 – Cuantil regional en la zona de estudio

C_v	Periodo de retorno en años T							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.48	0.89	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616

4. Realizar el producto del cuantil regional Y_t por el valor medio $\bar{P}$ obteniéndose la precipitación máxima diaria.

$$\text{Precipitación máxima diaria} = Y_t \cdot \bar{P}$$

Las precipitaciones máximas diarias obtenidas para los distintos periodos de retorno son las siguientes:

Tabla 5 – Precipitaciones máximas diarias

Periodo de retorno (T)	Factor de amplificación (Y_t)	Precipitación máxima diaria
2	0.89	42.72
5	1.289	61.87
10	1.595	76.56
25	2.007	96.34
50	2.342	112.42
100	2.708	129.98
200	3.098	148.70
500	3.616	173.57

5 CAUDALES MÁXIMOS

Para comprobar si las obras actuales están bien dimensionadas y en caso de no estarlo proyectar las obras nuevas es necesario conocer los caudales máximos a desaguar en cada una de las obras de drenaje transversal. Para determinar estos caudales se ha utilizado el método hidrometeorológico propuesto por la “Instrucción 5.2.-IC Drenaje Superficial”. Este método está basado en la aplicación de una intensidad media de precipitación en la superficie de la cuenca, a través de una estimación de su escorrentía. Esto equivale a admitir que la única componente de esa precipitación que interviene en la generación de los caudales máximos es la que escurre superficialmente. En las cuencas grandes este método pierde precisión y, por tanto, la estimación de los caudales es menos correcta. Por este motivo, este método se utiliza en cuencas pequeñas, que según clasifica la instrucción son aquellas cuyo tiempo de concentración es inferior a seis horas.

Cabe indicar, que la naturaleza de la cuenca aportante influye en el método hidrometeorológico, según el tiempo de recorrido del flujo difuso sobre el terreno sea relativamente apreciable o no.

El método hidrometeorológico establece que el caudal máximo en el punto de desagüe de una cuenca o superficie se obtiene mediante la fórmula:

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

Siendo:

- Q: caudal máximo.
- C: coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie drenada.
- I: intensidad media de precipitación correspondiente al período de retorno considerado y a un intervalo de tiempo igual al tiempo de concentración.
- A: área, salvo que tenga aportaciones o pérdidas importantes, tales como resurgencias o sumideros, en cuyo caso el cálculo del caudal Q debe justificarse debidamente.
- K: coeficiente que depende de las unidades en que se expresen Q y A, y que incluye un aumento del 20 por 100 en Q para tener en cuenta el efecto de las puntas de precipitación.

Para la aplicación de este método se han definido y evaluado los parámetros básicos siguientes:

-Coeficiente de escorrentía:

El coeficiente de escorrentía (C) define la proporción de la componente superficial de la precipitación de intensidad (I), y depende de la razón entre la precipitación diaria (P_d) correspondiente al periodo de retorno y el umbral de escorrentía (P_0), a partir del cual se inicia ésta.

Si la razón P_d/P_0 es inferior a la unidad, el coeficiente de escorrentía puede considerarse nulo y en caso contrario el valor del coeficiente de escorrentía viene dado por la siguiente expresión:

$$C = \frac{[(P_d/P_0) - 1] \cdot [(P_d/P_0) + 23]}{[(P_d/P_0) + 11]^2}$$

La precipitación diaria correspondiente al periodo de retorno es un dato esencial en este proceso de cálculo y, como se ha visto anteriormente, se ha calculado a partir de la publicación del Ministerio de Fomento “Máximas lluvias diarias en la España Peninsular.

El umbral de escorrentía determina la componente de la lluvia que escurre por superficie. Su valor depende de las características del complejo suelo-vegetación de las cuencas y de las condiciones iniciales de humedad.

Para determinar el valor de este coeficiente en cada una de las cuencas se han analizado:

- Los usos del suelo.
- La geología.

Una vez analizados los usos del suelo y la geología con ayuda de la base cartográfica SIOSE Andalucía a escala 1:10.000 del año 2005 de los usos del suelo y con el WMS Mapa geológico de Andalucía se han clasificado siguiendo la “Instrucción 5.2.-IC Drenaje superficial”, para posteriormente poder calcular el umbral de escorrentía con mayor facilidad.

Los usos de la tierra en la zona de estudio siguiendo la clasificación de la Instrucción son:

- Rocas permeables.
- Pavimento bituminoso o de hormigón.
- Cultivo en hilera.
- Cereales de invierno.
- Praderas.
- Masa forestal.

El grupo de suelo que se distingue en el territorio es suelo C, es decir, un suelo arcilloso arenoso.

Una vez hecha esta clasificación, con ayuda de la tabla siguiente, se puede ponderar el valor del umbral de escorrentía en cada una de las cuencas, teniendo en cuenta los porcentajes de cada uno de los usos de la tierra y el grupo de suelo, así como la pendiente del terreno.

En el Apéndice 12 “Planos” se encuentran los planos correspondientes a los usos del suelo y a la geología una vez hecha la clasificación según la Instrucción.

Tabla 6 – Umbral de escorrentía

Uso de la tierra	Pendiente (%)	Características hidrológicas	Grupo de suelo			
			A	B	C	D
Barbecho	≥3	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
	<3	R/N	20	14	11	8
Cultivos en hilera	≥3	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
	<3	R/N	28	19	14	11
Cereales de invierno	≥3	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
	<3	R/N	34	21	14	12
Rotación de cultivos pobres	≥3	R	26	15	9	6
		N	26	17	11	8
	<3	R/N	30	19	13	10
Rotación de cultivos densos	≥3	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
	<3	R/N	47	25	16	13
Praderas	≥3	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena	*	33	18	13
		Muy buena	*	41	22	15
	<3	Pobre	58	25	12	7
		Media	*	35	17	10
		Buena	*	*	22	14
		Muy buena	*	*	25	16
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal	≥3	Pobre	62	26	15	10
		Media	*	34	19	14
		Buena	*	42	22	15
	<3	Pobre	*	34	19	14
		Media	*	42	22	15
		Buena	*	50	25	16
Masas forestales (bosques, monte bajo, etc.)		Muy clara	40	17	8	5
		Clara	60	24	14	10
		Media	*	34	22	16
		Espesa	*	47	31	23
		Muy espesa	*	65	43	33

N: denota según las curvas de nivel.
R: denota cultivo según la línea de máxima pendiente.
*: denota que esa parte de cuenca debe considerarse inexistente a efectos de cálculo de caudales de avenida.

El grupo de suelo se determina a partir de la siguiente tabla:

Tabla 7 – Grupo de suelo

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

El valor del umbral de escorrentía tiene ser multiplicado por un coeficiente corrector. Este coeficiente refleja la variación regional de la humedad habitual en el suelo al comienzo de aguaceros significativos, e incluye una mayoración para evitar sobrevaloraciones del caudal de referencia a causa de ciertas simplificaciones del tratamiento estadístico del método hidrometeorológico, el cual ha sido contrastado en distintos ambientes de la geografía española. El valor del coeficiente corrector se obtiene del siguiente mapa:



Figura 2 – Mapa coeficiente corrector

Se considera que coeficiente corrector es 3, dado que el tramo de la carretera objeto de estudio se encuentra en la provincia de Granada.

En la tabla siguiente se muestra el coeficiente de escorrentía de las cuencas correspondientes a cada una de las ODT para los períodos de retorno de 2, 5, 10, 100 y 500 años:

Tabla 8 – Coeficientes de escorrentía para los distintos períodos de retorno

Cuenca	Obra	Localización	C (T=2 años)	C (T=5 años)	C (T=10 años)	C (T=100 años)	C (T=500 años)
1	1	30+150	0.19	0.31	0.38	0.57	0.66
2	2	30+250	0.09	0.18	0.25	0.42	0.53
3	3	30+500	0.11	0.21	0.28	0.46	0.56
4	4	31+650	0.07	0.16	0.22	0.39	0.49
5	5	32+200	0.00	0.07	0.12	0.27	0.36
6	6	32+900	0.03	0.11	0.17	0.33	0.43
7	7	35+400	0.00	0.02	0.06	0.19	0.28
8	8	35+550	0.07	0.16	0.22	0.39	0.49
9	9	35+700	0.01	0.08	0.13	0.29	0.38
10	10	36+200	0.00	0.08	0.13	0.28	0.37

El cálculo detallado del umbral de escorrentía se muestra en el Apéndice 2 “Cálculo del umbral de escorrentía” y el cálculo de los coeficientes de escorrentía se muestra en el Apéndice 3 “Cálculo de caudales”.

-La intensidad media de precipitación:

La intensidad media a emplear en la estimación de los caudales de referencia por el método hidrometeorológico se puede obtener por medio de la siguiente fórmula.

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

Siendo:

- I: intensidad media de precipitación (mm/h).
 - Id: intensidad media diaria de precipitación, correspondiente al período de retorno considerado (mm/h).
- El valor de esta intensidad se calcula como:

$$I_d = \frac{P_d}{24}$$

- I1: intensidad horaria de precipitación correspondiente a dicho periodo de retorno (mm/h).
- I1/Id: relación entre la intensidad horaria y la diaria que se define en la siguiente figura.

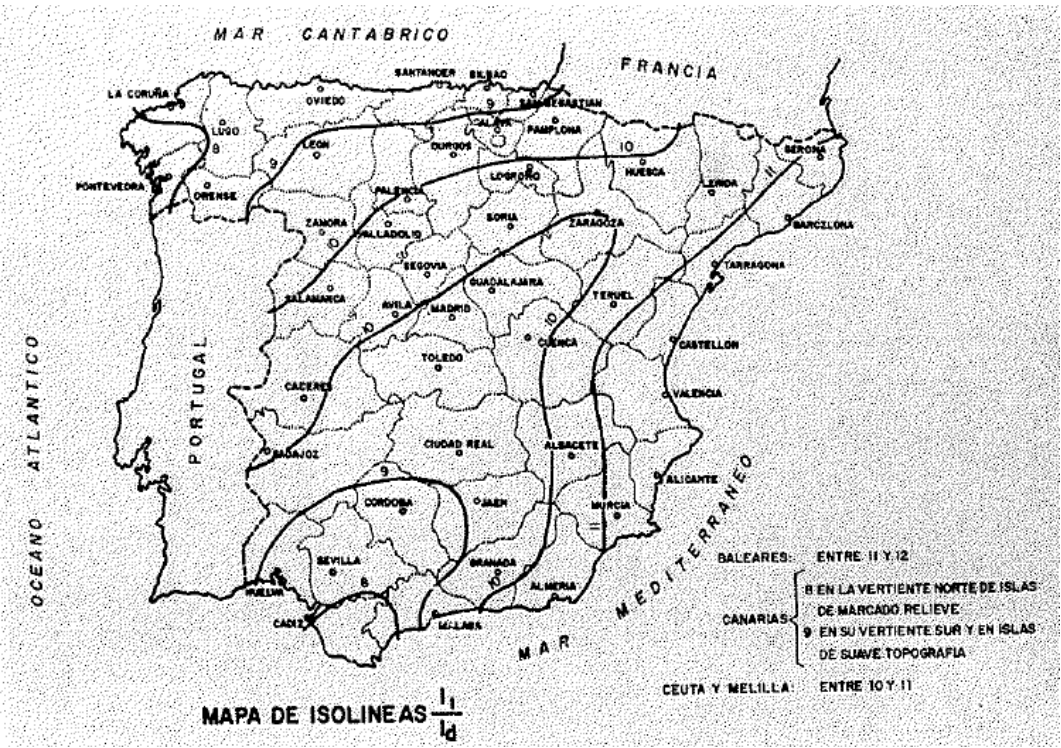


Figura 3 – Mapa relación entre la intensidad horaria y la diaria

Este parámetro I1/Id es un parámetro característico de cada región, independiente del período de retorno y que en este caso toma una valor igual a 9.5, de acuerdo con la figura anterior.

- t: duración del intervalo al que se refiere I, que se toma igual al tiempo de concentración (h).

El tiempo de concentración, es el tiempo que tarda en llegar al punto de desagüe la gota caída en el punto más alejado de este. Este tiempo es un valor característico de cada cuenca. Es independiente del aguacero, sólo depende de las características morfológicas de dicha cuenca. El tiempo de concentración se calcula como:

$$T = 0.3 \cdot \left[\left(\frac{L}{J^{\frac{1}{4}}} \right)^{0.76} \right]$$

Siendo:

- T: tiempo de concentración (h).
- L: longitud del cauce principal (km).
- J: pendiente media del cauce (m/m).

La longitud del cauce principal, así como la pendiente media del cauce son dos magnitudes que se calculan una vez delimitadas las cuencas. Para el cálculo de la pendiente media del cauce es necesario conocer las cotas máximas y mínimas del cauce principal. En el Apéndice 12 “Planos” se muestra el plano con la delimitación de las cuencas realizado.

Las intensidades medias de precipitación para cada uno de los periodos de retorno son las siguientes:

Tabla 9 – Intensidades medias de precipitación para los distintos períodos de retorno

Cuenca	Obra	Localización	I T2 (mm/h)	I T5 (mm/h)	I T10 (mm/h)	I T100 (mm/h)	I T500 (mm/h)
1	1	30+150	29.63	42.91	53.10	90.15	120.38
2	2	30+250	45.60	66.04	81.72	138.73	185.26
3	3	30+500	16.62	24.07	29.79	50.57	67.53
4	4	31+650	10.35	14.98	18.54	31.48	42.04
5	5	32+200	42.87	62.08	76.82	130.42	174.16
6	6	32+900	32.28	46.76	57.86	98.23	131.17
7	7	34+400	7.69	11.13	13.78	23.39	31.23
8	8	35+550	23.87	34.57	42.78	72.62	96.98
9	9	35+700	19.35	28.02	34.67	58.87	78.61
10	10	36+200	17.12	24.79	30.68	52.09	69.55

-Área de la cuenca:

Para conocer el área de la cuenca previamente se han trazado las cuencas correspondientes a cada una de las obras de drenaje transversal.

Las áreas de cada una de las cuencas son las siguientes:

Tabla 10 – Área de cada una de las cuencas

Cuenca	Obra	Localización	A (km ²)
1	1	30+150	0.28
2	2	30+250	0.06
3	3	30+500	2.71
4	4	31+650	24.34
5	5	32+200	0.21
6	6	32+900	1.03
7	7	34+400	23.74
8	8	35+550	0.56
9	9	35+700	4.47
10	10	36+200	2.81

-Coeficiente k:

El valor de este coeficiente depende de las unidades del caudal y de las unidades del área de la cuenca escogidas.

Tabla 11 – Coeficiente K

Q	A		
	Km ²	Ha	m ²
m ³ /s	3	300	3000000
l/s	0.003	0.3	3000

La unidad de caudal utilizada es m³/s y la unidad de área es km², siendo por tanto el valor del coeficiente k igual a 3.

El cálculo detallado de los caudales para los períodos de retorno 2, 5, 10, 100 y 500 años se muestra en el Apéndice 3 “Cálculo de caudales”. A continuación se muestra una tabla resumen con los caudales obtenidos:

Tabla 12 – Caudales Instrucción para los distintos períodos de retorno

Cuenca	Obra	Localización	Q T2 (m ³ /s)	Q T5 (m ³ /s)	Q T10 (m ³ /s)	Q T100 (m ³ /s)	Q T500 (m ³ /s)
1	1	30+150	0.54	1.24	1.89	4.76	7.44
2	2	30+250	0.08	0.24	0.40	1.18	1.95
3	3	30+500	1.71	4.64	7.50	20.97	34.19
4	4	31+650	5.61	18.94	32.44	98.87	166.63
5	5	32+200	0.00	0.30	0.63	2.43	4.41
6	6	32+900	0.36	1.81	3.33	11.12	19.33
7	7	35+400	0.00	1.57	6.45	35.05	68.36
8	8	35+550	0.31	1.02	1.75	5.30	8.91
9	9	35+700	0.27	3.46	6.91	25.20	45.00
10	10	36+200	0.06	1.75	3.60	13.48	24.26

Además de estos caudales obtenidos a través del método hidrometeorológico propuesto por la “Instrucción 5.2.-IC Drenaje Superficial” se han calculado los caudales teniendo en cuenta la corrección de Témez, como establecen los organismos de cuenca. Este método se utiliza para tiempo de concentración entre 0.25h y 24 h. En este caso los caudales se calculan como:

$$Q = \frac{k \cdot C \cdot I \cdot A}{3.6}$$

Siendo:

- k: coeficiente de uniformidad, que pretende corregir el tiempo de concentración de la cuenca para tener en cuenta la variación de precipitación a lo largo del tiempo. Este coeficiente se calcula como:

$$k = 1 + \frac{T^{1.25}}{T^{1.25} + 14}$$

- C: coeficiente de escorrentía.
- I: intensidad media de precipitación (mm/h).
- A: área de la cuenca (km²).

Hay que tener en cuenta que este método realiza una corrección de la precipitación máxima diaria:

$$P'_d = P_d \cdot k_A$$

Si A < 1 km²: K_A=1

Si 1 km² < A < 3000 km²:

$$k_A = 1 - \frac{\log A (km^2)}{3.6}$$

Los caudales obtenidos a través del método de Témez son los siguientes:

Tabla 13 – Caudales Témez para los distintos períodos de retorno

Cuenca	Obra	Localización	Q T2 (m ³ /s)	Q T5 (m ³ /s)	Q T10 (m ³ /s)	Q T100 (m ³ /s)	Q T500 (m ³ /s)
1	1	30+150	0.47	1.07	1.63	4.12	6.43
2	2	30+250	0.07	0.22	0.36	1.06	1.76
3	3	30+500	1.38	3.76	6.07	16.97	27.67
4	4	31+650	4.25	14.32	24.53	74.78	126.02
5	5	32+200	0.00	0.26	0.55	2.12	3.84
6	6	32+900	0.30	1.51	2.77	9.26	16.09
7	7	35+400	0.00	1.19	4.88	26.53	51.75
8	8	35+550	0.26	0.87	1.48	4.49	7.55
9	9	35+700	0.21	2.76	5.51	20.09	35.87
10	10	36+200	0.04	1.41	2.91	10.90	19.61

Teniendo en cuenta que los caudales calculados por el método hidrometeorológico propuesto por la “Instrucción 5.2.-IC Drenaje Superficial” son mayores y, por tanto más desfavorables, que los caudales calculados aplicando la corrección de Témez, para la comprobación y el dimensionamiento de las nuevas obras de drenaje transversal se han utilizado estos caudales dado que se está del lado de la seguridad.

6 CRITERIOS DE DISEÑO

6.1 Obras de drenaje transversal

Los criterios de diseño que se han considerado a la hora de calcular las obras de drenaje transversal son los siguientes:

- El período de retorno para el cual se comprueban y se dimensionan las obras es de 100 años, como indica la “Instrucción 5.2.-IC Drenaje Superficial”.

Tabla 14 – Mínimos períodos de retorno (años).

Tipo de elemento de drenaje	IMD en la vía afectada		
	Alta 2000	Media	Baja 5000
Pasos inferiores con dificultades para desaguar por gravedad	50	25	
Elementos del drenaje superficial de la plataforma y márgenes	25	10	
Obras de drenaje transversal	100		

- La dimensión mínima de las ODTs, siguiendo la “Instrucción 5.2.-IC Drenaje superficial”, será 1.5 m debido a que la longitud de dichas obras será igual o superior a 12 m.

Tabla 15 – Mínima dimensión de la ODT en función de la longitud de la misma

Longitud (m)	3	4	5	10	15	
Mínima dimensión (m)	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	1.8

- El material que se utilizará será hormigón armado.
- La velocidad estará comprendida entre 0.5-6 m/s para un período de retorno de 10 años.
- Para evitar el aterramiento la pendiente de la obra será superior a 0.5 % (salvo excepción) y la velocidad del agua será superior a 1 m/s para un período de retorno de 10 años.

- La relación entre la altura de agua a la entrada y la altura de la obra será inferior a 1.2 ($H_e/D < 1.2$).
- El trazado de la obra será recto adaptándose en la medida de lo posible al trazado del cauce.
- Si la ODT funciona con control a la entrada, se considera que la altura de agua a la salida es igual al calado de agua en régimen uniforme. En cambio, si la ODT funciona con control a la salida, la altura de agua a la salida se considera igual al calado de agua en régimen crítico.

6.2 Estudio hidráulico de los cauces principales

A la hora de estudiar los cauces que interceptan la traza se han tenido en cuenta los siguientes criterios de diseño:

- Los periodos de retorno para los cuales se realiza el estudio son 10, 100 y 500 años.
- El estudio hidráulico se realiza para flujo estacionario.
- La condición de contorno establecida es la pendiente media del tramo aguas arriba y aguas abajo.

En el análisis de socavaciones se han seguido los siguientes criterios:

- El estudio de socavaciones se realiza para un período de retorno de 100 años.
- En el cálculo de la socavación por contracción se ha utilizado las ecuaciones de lecho vivo.
- En el cálculo de la socavación en la pila se ha utilizado la ecuación de CSU (Colorado State University).
- En el cálculo de la erosión en estribos se ha utilizado la ecuación de HIRE.

7 OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

7.1 Estudio de las obras actuales

7.1.1 Consideraciones preliminares

De las 11 obras de drenaje transversal que dan continuidad a las cuencas naturales interceptadas por la carretera se considera que la ODT 10 no es necesaria debido a la topografía del terreno. Además, las obras que dan continuidad al Arroyo de Rambla Seca y al Arroyo de Frontina (ODTs 4 y 7) no se consideran en este apartado, realizándose posteriormente un estudio más detallado de las obras que se proyectarán en cada caso.

De este modo, las obras de drenaje que se analizan en este apartado son:

Tabla 16 – Obras de drenaje analizadas

Obra	PK
ODT 1	30+150
ODT 2	30+250
ODT 3	30+500
ODT 5	32+200
ODT 6	32+900
ODT 8	35+550
ODT 9	35+700
ODT 10	36+200

7.1.2 Comprobación de las obras actuales

Para comprobar si las obras actuales tienen la capacidad suficiente para desaguar los caudales de referencia, se ha calculado cual es la capacidad máxima de las obras actuales y se ha comparado con los caudales de referencia para un período de retorno de 100 años. La comparación se realiza con los caudales calculados para un período de retorno de 100 años dado que en la “Instrucción 5.2.-IC Drenaje superficial” se considera que para dimensionar las obras de drenaje transversal este es el período de retorno que se debe usar.

Para calcular la capacidad máxima de las obras actuales se ha utilizado la formulación propuesta por la “Instrucción 5.2.-IC Drenaje Superficial”.

El proceso que se sigue es un proceso iterativo inverso al dimensionamiento de las obras, es decir, se consideran distintos caudales y se comprueba si se cumple el criterio de diseño $H_e/D < 1,2$. Además de comprobar que se cumple este criterio, se busca que el valor de la relación H_e/D esté lo más próximo a 1,2 para obtener la máxima capacidad de las obras teniendo en cuenta que su sección es la más óptima.

Como puede verse a continuación, todas las obras excepto la obra 10 tienen unas dimensiones insuficientes para desaguar los caudales de referencia.

Tabla 17 – Máxima capacidad de las obras actuales

Obra	Localización	Diámetro (m)	Qmax (m³/s)	Q100 (m³/s)
1	30+150	0.8	0.9	4.76
2	30+250	0.8	0.9	1.18
3	30+500	0.8	1.8	20.97
5	32+200	0.4	0.8	2.43
6	32+900	0.4	0.9	11.12
8	35+550	0.9	1.4	5.30
9	35+700	0.9	1.4	25.20
10	36+200	3.0	24.1	13.48

En el Apéndice 4 “Comprobación de las obras existentes” se recogen los cálculos realizados para obtener la máxima capacidad de las obras que existen en la actualidad.

7.1.3 Conclusiones

La totalidad de las obras serán de nueva construcción debido a que tienen una capacidad insuficiente para dar continuidad a las cuencas naturales interceptadas o, como es el caso de la obra 10, porque debido a las grandes dimensiones del tubo que existe actualmente se considera más adecuada la construcción de una obra de sección rectangular. La obra 3, aunque actualmente consiste en dos tubos de diámetro 0,8 m, se sustituirá por una obra con un único vano para evitar los posibles problemas de obstrucción y de sobreelevación del nivel del agua.

Debido a que todas las obras serán de nueva construcción habrá que demoler todas las obras que existen en la actualidad.

Tabla 18 – Motivo de la construcción de una nueva obra

Obra	Localización	Q100	Motivo por el que se proyecta una nueva obra
1	30+150	4.76	Capacidad insuficiente
2	30+250	1.18	Capacidad insuficiente
3	30+500	20.97	Capacidad insuficiente
4	31+650	98.87	Capacidad insuficiente
5	32+200	2.43	Capacidad insuficiente
6	32+900	11.12	Capacidad insuficiente
7	34+400	35.05	Capacidad insuficiente
8	35+550	5.30	Capacidad insuficiente
9	35+750	25.20	Capacidad insuficiente
10	36+200	13.48	Modificación de la sección

7.2 Dimensionamiento de las nuevas obras

7.2.1 Consideraciones generales

Los caudales de referencia a desaguar en cada obra de drenaje transversal se han calculado según el método hidrometeorológico propuesto por la “Instrucción 5.2.-IC Drenaje Superficial” para cuencas pequeñas, como se ha visto anteriormente. Para el dimensionamiento de la obras también se ha seguido el método propuesto por la “Instrucción 5.2.-IC Drenaje Superficial”.

Como material para el dimensionamiento se ha considerado el hormigón armado, estableciéndose como dimensión mínima de la obra 1.5 m debido a la longitud de las obras será igual o superior a 12 m, como se ha indicado anteriormente.

Se han establecido como posibles soluciones:

- Tubos prefabricados de 1.5, 1.8 y 2.0 m de diámetro.
- Marcos prefabricados con una dimensión mínima de 2.0 m.

7.2.2 Criterios hidráulicos

A continuación se enumeran los criterios hidráulicos que han servido de guía en el dimensionamiento:

-Velocidad de la corriente:

La velocidad de la corriente debe ser tal que se evite el depósito de sedimentos en el interior de la ODT, y que reduzca todo lo posible la perturbación de las condiciones de desagüe del cauce a que correspondan, causa de erosiones y aterramientos.

Para el período de retorno de 10 años la velocidad debe estar comprendida entre 0,5 y 6 m/s, aunque es recomendable no llegar a estos límites.

La velocidad media en las ODT es de 3 m/s, debiéndose disponer a la salida de las mismas elementos que eviten la erosión del cauce (soleras de hormigón, rastrillos o protecciones de escolleras).

No es recomendable dimensionar las obras para velocidades bajas debido que los materiales en suspensión tienen que ser arrastrados para evitar el aterramiento.

-Nivel del agua:

En relación con la posibilidad de interrupción del funcionamiento de la propia carretera o de vías contiguas, el máximo nivel de la lámina de agua debe guardar, respecto de la superficie de la plataforma, un resguardo no inferior al especificado en la siguiente tabla:

Tabla 19 – Resguardo mínimo

Tipo de elemento	IMD en la vía afectada		
	Alta 2000	Media	Baja 250
Drenaje superficial de la plataforma	0		
Obras de drenaje transversal	0.5	0	

Para las obras de drenaje transversal y una IMD alta, como es el caso que se estudia, se debe adoptar un resguardo mínimo de 0.5 m entre el máximo nivel de la lámina de agua y la superficie de la plataforma.

-Sobreelevación del nivel de la corriente:

Los daños materiales a terceros que se podrían producir por la inundación de las zonas aledañas a la carretera debido a la sobreelevación del nivel de la corriente en el cauce, provocada por la presencia de las obras de drenaje, no tienen la consideración de catastróficos.

Se considera que estos daños no catastróficos son admisibles dado que las obras actuales se sustituyen por obras de mayores dimensiones, no produciéndose un aumento de la inundación que se produciría en la situación actual.

-Riesgo de obstrucción:

Las condiciones de funcionamiento de los elementos de drenaje transversal pueden verse alteradas por su obstrucción, debido a cuerpos arrastrados por la corriente.

El riesgo de obstrucción de las obras de drenaje transversal fundamentalmente por vegetación arrastrada por la corriente depende de las características de los cauces y zonas inundables, y pueden clasificarse como riesgo de obstrucción alto, medio y bajo. En todas las obras se considera que el riesgo de obstrucción es bajo debido a que no es previsible el arrastre de objetos de tamaño y en cantidad suficiente como para obstruir el desagüe.

Cada una de las ODT se proyecta con un único vano o conducto, dado que proyectar las obras con varios vanos o conductos aumenta la sobreelevación del nivel del agua y las posibilidades de obstrucción.

-Aterramiento:

Para evitar los aterramientos localizados se ha tendido a respetar la pendiente y la forma del cauce.

Las obras tienen una pendiente mínima de 0.5% salvo excepción y funcionan a una velocidad mínima de 1 m/s para un período de retorno de 100 años.

Todas las obras se han dimensionado respetando una altura mínima que permita una fácil conservación y limpieza.

-Erosión:

La erosión local debida a la presencia de la obra de drenaje se produce por la mayor concentración y energía cinética de la corriente. Dicha erosión afecta a las proximidades de la obra de drenaje, y puede llegar a provocar el descalce de la misma.

La máxima erosión local previsible se ha calculado del siguiente modo:

Tubos:

$$\frac{e}{D} = 2 * \left[\frac{Q}{\sqrt{g \cdot D^{\frac{5}{2}}}} \right]^{\frac{3}{8}}$$

Conductos rectangulares:

$$\frac{e}{H} = 3 \cdot \exp\left(\frac{-H}{3 \cdot B}\right) \left[\frac{Q}{\sqrt{g \cdot B \cdot H^{\frac{3}{2}}}} \right]^{\frac{3}{8}}$$

Siendo:

- e: erosión máxima previsible (m).
- Q: caudal (m³/s).
- g: aceleración de la gravedad (9,8 m/s²).
- D: diámetro del tubo (m).
- H: altura del conducto rectangular (m).
- B: anchura del conducto rectangular (m).

Como medidas preventivas ante la erosión local se considera:

- Con niveles altos a la salida y una configuración del cauce y de la pequeña obra de drenaje transversal sensiblemente simétricas, que no haga tener la formación de remolinos de eje vertical, será suficiente disponer un rastrillo vertical con una profundidad mínima de 0,25·e.
- Con niveles medios podrá disponerse un rastrillo vertical, con una profundidad mínima de 0,7·e, o una solera de hormigón que reciba el impacto directo de la corriente, con una longitud mínima de 1,2·e y rematada con un rastrillo vertical con una profundidad mínima de 0,25·e. Esta solución podrá sustituirse por un manto de escollera, con una longitud mínima de 1,6·e y un espesor mínimo de 2,5 veces el tamaño mínimo definido.
- Los niveles bajos en el cauce pueden ser debidos a una gran anchura de éste, o bien a una fuerte pendiente. En el primer caso, las medidas protectoras podrán ser análogas a las descritas para niveles medios. En el segundo caso se recomienda proyectar la pequeña obra de drenaje transversal para que funcione como un puente, sin modificar el régimen del cauce ni provocar acusadas sobre-elevaciones aguas arriba que favorezcan una retención del transporte de sólidos con el caudal de referencia.

A efectos de la erosión local, el nivel del agua en el cauce en las proximidades de la salida de la obra de drenaje se considerará:

- Alto, si excediera del límite δ dado por la siguiente figura.
- Medio, si estuviera comprendido entre δ y $\delta/2$.
- Bajo, si fuera inferior a $\delta/2$.

Para establecer el nivel del agua en el cauce en las proximidades de la salida se ha seguido los siguientes criterios:

- Si la obra de drenaje funciona con control a la entrada, se considera que la altura de agua a la salida es igual al calado de agua en régimen uniforme.
- Si la obra de drenaje funciona con control a salida, se considera que la altura de agua a la salida es igual al calado de agua en régimen crítico.

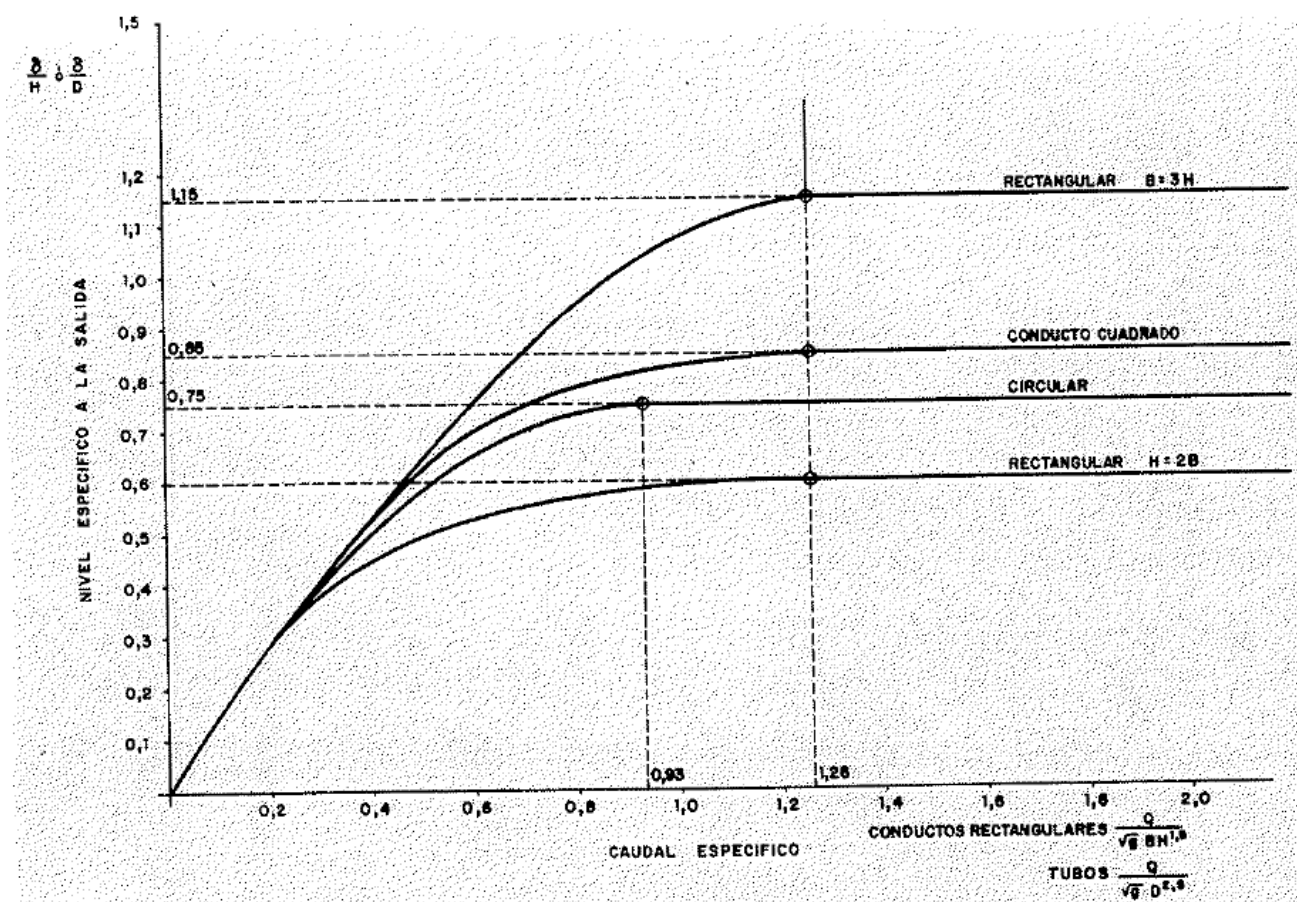


Figura 4 – Límite de niveles altos a la salida.

Con el propósito de uniformizar criterios y estando del lado de la seguridad se ha dotado a todas las obras de fábrica de una solera de hormigón cuya dimensión es la mínima necesaria extendiéndose hasta el final de las aletas.

Las soluciones adoptadas en el caso de que el rastrillo calculado según la Instrucción exceda 0.5 m son:

- Solera de hormigón con una longitud no inferior a la indicada en el caso de niveles medios.
- Solera de hormigón con una protección de escollera siendo la suma de ambas longitudes superior a la longitud de escollera indicada en el caso de niveles medios.

En el Apéndice 6 “Medidas preventivas ante la erosión localizada” se muestran las medidas protectoras para evitar el descalzamiento, que se han adoptado en cada una de las obras.

7.2.3 Dimensionamiento hidráulico

Cada conducto tiene una curva característica, que relaciona el caudal que desagua a través de él con la cota que alcanza lámina de agua inmediatamente aguas arriba (normalmente medida a partir de la cota de la solera a su entrada).

Para definir esta curva característica hay que diferenciar dos tipos de control que pueden producirse en el régimen hidráulico de desagüe:

- Control de entrada, si la definición se puede hacer simplemente en función de las características de la entrada del conducto. Se considera que el control es a la entrada si el régimen es rápido.

- Control a la salida, si los niveles de agua en el cauce a la salida del conducto, o las características de éste (longitud, pendiente, rugosidad), influyen en los niveles aguas arriba, necesiéndose valores superiores a los deducibles por el control a la entrada. Se considera que es control a la salida si el régimen es lento.

Para saber si el régimen es rápido o lento se compara el calado normal con el calado crítico:

- Si $y < y_c$: régimen rápido.
- Si $y > y_c$: régimen lento.

Para calcular la altura de agua a la entrada cuando el control es a la entrada se utiliza la siguiente ecuación:

$$H_e = y_c + \frac{v_c^2}{2g} \cdot (1 + K_e)$$

Siendo:

- H_e : altura a la entrada (m).
- y_c : calado crítico (m).
- v_c : velocidad crítica (m/s).
- g : aceleración de la gravedad (m/s^2).
- K_e : coeficiente de pérdida de carga en la embocadura.

Para calcular la altura de agua a la entrada cuando el control es a la salida se utiliza la siguiente ecuación:

$$H_e = \left[1 + K_e + \frac{2 \cdot g \cdot L}{R^{4/3} \cdot K^2} \right] \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} - L \cdot J + \mu$$

Siendo:

- H_s : altura a la salida (m).
- K_e : coeficiente de pérdida de carga en la embocadura.
- g : aceleración de la gravedad (m/s^2).
- L : longitud del conducto (m).
- R : radio hidráulico a sección llena (m).
- K : coeficiente de rugosidad de Manning.
- V : velocidad media a sección llena (m/s).
- J : pendiente del conducto (m/m).
- μ : el mayor de los dos valores siguientes:
 - La diferencia del nivel del agua en el cauce a la salida del conducto, con la cota de la solera en ésta.
 - La semisuma del calado crítico del conducto y la altura H de éste. Si el calado crítico es mayor que la altura del conductor se toma H .

El dimensionamiento de las obras es un proceso iterativo, en el que al encajar las obras en el terreno, algunas de las variables supuestas al principio, como la pendiente o la longitud de la obra, pueden verse alteradas. El primer dimensionamiento se ha realizado teniendo en cuenta que:

- La pendiente se fija en un valor igual a 0,5%.
- El valor del coeficiente de pérdida de carga en la embocadura es igual a 0,3 para los tubos de hormigón e igual a 0,2 para los marcos de hormigón, teniendo en cuenta que se colocarán aletas a la entrada. Estos coeficientes se obtienen de la siguiente tabla facilitada en la Instrucción:

Tabla 20 – Valores de Ke

Tubo de hormigón:	
Exento.....	0.6
Con muro de acompañamiento.....	0.4
Con aletas	0.3
Otros conductos de hormigón:	
Exento.....	0.6
Con muro de acompañamiento.....	0.4
Con aletas	0.2
Tubo corrugado:	
Exento.....	0.8
Ataluzado.....	0.7
Con muro de acompañamiento.....	0.4
Con aletas	0.2

- La dimensión mínima de las obras es de 1,5 m.
- Se toma como altura a la entrada la máxima altura calculada siguiendo la formulación de control a la entrada y control a la salida.
- Para el período de retorno de 100 años, la relación entre la cota de la lámina de agua a la entrada de la obra medida desde la solera (He) y la altura de la obra (D) debe ser inferior a 1,2. Además, se intenta que este cociente tenga un valor lo más próximo posible a 1,2 para optimizar la sección.
- Para el período de retorno de 10 años la velocidad tiene que estar comprendida entre 0,5 y 6 m/s.

Una vez encajadas las obras teniendo en cuenta la topografía del terreno, se modifican las variables que sean necesarias y se comprueba si las dimensiones que se habían establecido son las correctas o no. Si al cambiar estas variables no se cumple el criterio de diseño, entonces habrá que volver a dimensionar la obra y así sucesivamente.

El dimensionamiento detallado de las obras de drenaje transversal se encuentra en el Apéndice 5 “Dimensionamiento de las nuevas obras”

7.2.4 Conclusiones.

Como se ha indicado anteriormente, todas las obras son de nueva construcción y con unas dimensiones superiores a las de las obras que existen en la actualidad. Al aumentar las dimensiones de las obras la rasante de la carretera se verá modificada dado que en algunos puntos será necesario subir la cota de la rasante para encajar las nuevas obras.

De estas ocho obras, cuatro de ellas serán marcos unicelulares prefabricados y las otras cuatro estarán constituidas por tubos prefabricados. Las longitudes de las obras varían entre 12 y 50 m y las pendientes entre 0.3 y 2%.

En la tabla siguiente se muestra un resumen de las características principales de las obras proyectadas:

Tabla 21 – Características principales de las obras proyectadas

Obra	Localización	Q10 (m³/s)	Q100 (m³/s)	Tipo	Material	Dimensiones (m)	Pendiente (m/m)	Velocidad Q10 (m/s)	Emboquille Entrada	Emboquille Salida	Control	He/D
1	30+150	1.89	4.76	Tubo	Hormigón	1.8	0.005	2.14	Aletas	Aletas	Salida	0.92
2	30+250	0.40	1.18	Tubo	Hormigón	1.5	0.005	1.41	Aletas	Aletas	Salida	0.68
3	30+500	7.50	20.97	Marco	Hormigón	3x2,5	0.003	2.35	Aletas	Aletas	Entrada	1.13
5	32+200	0.63	2.43	Tubo	Hormigón	1.5	0.014	2.30	Aletas	Aletas	Salida	0.81
6	32+900	3.33	11.12	Marco	Hormigón	2,5x2	0.005	2.26	Aletas	Aletas	Entrada	1.04
8	35+550	1.75	5.30	Tubo	Hormigón	1.8	0.008	5.63	Aletas	Aletas	Entrada	0.99
9	35+700	6.91	25.20	Marco	Hormigón	3x3	0.010	3.49	Aletas	Aletas	Entrada	1.06
10	36+200	3.60	13.48	Marco	Hormigón	2,5x2	0.020	3.70	Aletas	Aletas	Entrada	1.19

7.2.5 Planos y otros cálculos

En el Apéndice 12 “Planos” se muestran los planos realizados de cada una de las obras proyectadas. En estos planos se muestra la sección longitudinal y la definición geográfica de cada una de las obras de drenaje, así como las medidas preventivas adoptadas para prevenir la erosión local.

Además de los planos, se ha realizado el cálculo de la clase de tubo con el Programa ATHA. Dichos cálculos se encuentran en el Apéndice 7 “Cálculo de la clase de tubos”.

8 ESTUDIO HIDRÁULICO DE LOS CAUCES PRINCIPALES

En el presente estudio se ha analizado el comportamiento hidráulico del Arroyo de Rambla Seca y del Arroyo de Frontina. En ambos casos la longitud de estudio es de aproximadamente 800 m aguas arriba y 800 m aguas abajo del cruce con la carretera. El análisis se ha realizado sin tener en cuenta la carretera existente dado que en los dos arroyos las obras proyectas son distintas a las actuales.

Para realizar dicho estudio se ha utilizado la aplicación HEC-RAS del Hydrologic Engineering Center, en su versión 4.1.

8.1 Consideraciones generales.

Para poder llevar a cabo el estudio hidráulico, en primer lugar, se han definido los cauces, las márgenes de los cauces (Bank lines), las llanuras de inundación (Flow Paths) y las secciones transversales necesarias para el análisis de los arroyos (Cross sections). Para situar las secciones transversales se ha tenido en cuenta los siguientes criterios:

- Tienen que ser perpendiculares al flujo de agua.
- Se sitúan donde haya variaciones del cauce (inicio y fin de curva, variaciones bruscas de pendiente, de vegetación, etc.).
- La distancia entre secciones tienen que ser aproximadamente tres veces el ancho del cauce.

La caracterización geométrica de ambos arroyos se ha realizado a partir de cartografía 1:1.000 y 1:10.000, la cual ha sido tratada para la correcta obtención de los perfiles transversales, eliminándose aquellas capas que son ajenas a la representación del terreno. Para la lectura de los perfiles y la construcción del modelo geométrico se ha utilizado HEC-GeoRAS, una extensión de la aplicación ArcGIS 9.2. Esta extensión sirve para definir cada una de las capas necesarias para la construcción del modelo geométrico y generar el archivo de importación, el cual es interpretado por el programa HEC-RAS.

Una vez obtenida la caracterización geométrica y, teniendo en cuenta los caudales de referencia para los períodos de retorno de 10, 100 y 500 años, se ha procedido a la elaboración de un modelo hidráulico de simulación de flujo estacionario. Con estos caudales se ha determinado el perfil de la lámina de agua en cada una de las secciones estudiadas.

8.2 Modelización hidráulica.

Una vez definida la geometría se procede a definir los parámetros hidráulicos necesarios para caracterizar el cauce hidráulicamente:

8.2.1 Coeficiente de Manning.

Para estimar el coeficiente de Manning, que se utiliza para calcular las pérdidas de carga por rozamiento, se ha diferenciado entre el cauce y la llanura de inundación.

El coeficiente de Manning se escoge a partir de la Tabla 3.1.-Manning’s ‘n’ values del “HEC-RAS 4.1 Reference Manual”.

-Arroyo de rambla seca:

- En el cauce: 0.035 (cauce limpio, recto, sin grietas ni pozos).
- En las márgenes: 0.035 (área cultivada con cultivos en hilera).



Figura 5 – Arroyo de Rambla Seca

-Arroyo de Frontina:

- En el cauce: 0.035 (cauce limpio, recto, sin grietas ni pozos).
- En la llanura: 0.035 (área cultivada con cultivos en hilera).



Figura 6 – Arroyo de Frontina

8.2.2 Coeficientes de contracción y expansión.

Los coeficientes de contracción y expansión son usados para calcular las pérdidas de energía asociadas con cambios de forma de los perfiles del cauce. Las pérdidas debidas a la expansión del flujo son mayores, normalmente, que las pérdidas por contracción.

Cuando la velocidad aumenta en sentido hacia aguas abajo, se usa un coeficiente de contracción, y cuando la velocidad disminuye en el mismo sentido, se usa un coeficiente de expansión.

Los coeficientes que se han adoptado son 0.1-0.3, para el coeficiente de contracción y de expansión respectivamente.

8.2.3 Caudales de cálculo.

Los caudales de cálculo son los obtenidos a través del método hidrometeorológico.

Tabla 22 – Caudales de los arroyos

Arroyo	Caudal T10 (m ³ /s)	Caudal T100 (m ³ /s)	Caudal T500 (m ³ /s)
Rambla seca	32.44	98.87	166.63
Frontina	6.45	35.05	68.36

8.2.4 Condiciones de contorno.

Para el correcto funcionamiento del programa a la hora de ejecutarlo, es necesario introducir una condición de contorno que inicie el proceso iterativo en el cálculo.

En este caso se adopta como condición de contorno la pendiente media del tramo y un régimen de cálculo mixto en ambos casos.

Las pendientes consideradas como condiciones de contorno son las siguientes:

Tabla 23 – Condición de contorno (pendiente)

Arroyo de Rambla Seca		Arroyo de Frontina	
Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
0.014	0.018	0.012	0.017

8.2.5 Resultados.

Los resultados obtenidos de la modelización hidráulica se recogen en los Apéndices 8 “Resultados numéricos HEC-RAS” y 9 “Salidas gráficas HEC-RAS”.

En el Apéndice 8 “Resultados numéricos de HEC-RAS” se recogen en una tabla las siguientes características de cada una de las secciones y para cada uno de los períodos de retorno:

- Caudal total en la sección (m³/s).
- Cota mínima del canal principal (m).
- Cota de la lámina de agua (m).
- Cota de la lámina de agua para el calado crítico (m).
- Cota de la línea de energía (m).
- Pendiente de la línea de energía (m/m).
- Velocidad media del flujo en el canal principal (m/s).
- Área total del flujo activo (m²).
- Ancho superficial del canal principal (m).
- Número de Froude para el canal principal.

En el Apéndice 9 “Salidas gráficas HEC-RAS” se muestra el perfil longitudinal del tramo estudiado y cada una de las secciones transversales que se han realizado en cada uno de los arroyos. En el Arroyo de Rambla Seca se han analizado un total de 16 secciones transversales, mientras que en el Arroyo de Frontina se han analizado un total de 22 secciones. En cada una de las secciones transversales se muestra para cada periodo de retorno:

- La cota de la lámina de agua para el calado crítico.
- La cota de la línea de energía.
- La cota de la lámina de agua.

En el Apéndice 12 “Planos” se encuentran los planos correspondientes al estudio hidráulico con las secciones que se han analizado (modelo del terreno y ortofotos).

9 MODELIZACIÓN EN HEC-RAS DE LA ODT EN EL ARROYO DE FRONTINA

La obra de drenaje transversal que da continuidad al Arroyo de Frontina es la ODT7 situada en el PK 34+400. Esta obra ha sido dimensionada a través del método propuesto por la “Instrucción 5.2.-IC Drenaje Superficial”. Con este método, que es el que se ha explicado anteriormente, se obtiene que la nueva obra necesaria debe tener unas dimensiones de 4x3 m. Los cálculos realizados para el dimensionamiento de esta obra se encuentran en el Apartado 1 del Apéndice 10 “Estudio de la ODT en el Arroyo de Frontina”.

Debido a la envergadura del cauce y a las grandes dimensiones de la obra obtenidas siguiendo el método de la Instrucción, se realiza un análisis más detallado y se vuelve a dimensionar dicha obra con el programa HEC-RAS.

Para dimensionamiento de la obra en este programa se procede del siguiente modo:

- Se introduce la geometría de la obra en el PK correspondiente y con las dimensiones que se quieren comprobar.
- Se comprueba si se cumple el criterio de diseño $He/D < 1.2$ y se intenta que el valor de relación He/D esté lo más próximo a 1.2 para optimizar la sección.

Una vez realizado este proceso iterativo se ha obtenido que la sección óptima para esta ODT es de 4x3 m, igual que se había obtenido siguiendo el método de la instrucción. Además, se ha obtenido que la altura a la entrada calculada por ambos métodos es prácticamente la misma por lo que el valor de la relación He/D es muy parecido. Los resultados obtenidos mediante el programa HEC-RAS se muestran en el Apartado 2 del Apéndice 10 “Estudio de la ODT en el Arroyo de Frontina”.

Por lo tanto, para dar continuidad al Arroyo de Frontina se proyectará una obra de 4x3 m, dado que estas son las dimensiones que se han obtenido por ambos métodos.

En la tabla siguiente se muestra un resumen de los valores más significativos obtenidos por ambos métodos:

Tabla 24 – Resultados obtenidos según la Instrucción y HEC-RAS

Instrucción 5.2.-IC Drenaje superficial				HEC-RAS			
Ancho (m)	Alto (m)	He (m)	He/D	Ancho (m)	Alto (m)	He (m)	He/D
4	3	3.18	1.06	4	3	3.28	1.09

La medida preventiva llevada a cabo para prevenir la erosión localizada se encuentra en el Apartado 1 del Apéndice 10 “Estudio de la ODT en el Arroyo de Frontina” y el plano correspondiente a esta obra se encuentra en el Apéndice 12 “Planos”.

10 ANÁLISIS DE SOCAVACIONES EN LAS DISTINTAS ALTERNATIVAS DE PUENTES SOBRE EL ARROYO DE RAMBLA SECA

En el Arroyo de Rambla Seca se proyectará la construcción de un puente debido a las grandes dimensiones de la obra de drenaje transversal necesaria. Para la elección de dicho puente se ha realizado un estudio hidráulico, analizándose las socavaciones que se producen en las distintas alternativas de puentes propuestas que se indican a continuación. El estudio estructural y económico pertenecen a otra disciplina, es decir, en este apartado únicamente se estudia cuál de las alternativas de puentes propuestas es mejor hidráulicamente.

La socavación consiste en la profundización del nivel del fondo de un cauce causada por el aumento del nivel de agua en las avenidas, modificaciones en la morfología del cauce o por la construcción de estructuras en el cauce como puentes u otras obras. El presente proyecto se centra en la socavación debido a la construcción de un puente y al aumento del caudal producido por una avenida de 100 años.

En este ámbito se pueden diferenciar los siguientes componentes de la socavación, que son los que se analizan para las distintas alternativas de puentes propuestas:

- Socavación por aumento de caudal.
- Socavación por contracción del cauce.
- Socavación local en los estribos.
- Socavación local en las pilas.

Las alternativas propuestas son las siguientes:

1. Puente con estribos cerrados, una pila central circular de un 1 m de diámetro y dos vanos de 20 m cada uno.
2. Puente con estribos cerrados y con un vano de 30 m.
3. Puente con estribos abiertos con un talud 3:2 y con un vano de 40 m.

9.1 Consideraciones generales

Para realizar el análisis de socavaciones se ha utilizado el modelo geométrico del Arroyo de Rambla Seca con la misma modelización hidráulica, es decir, se han considerado las siguientes características hidráulicas:

- El coeficiente de Manning es igual a 0.035 tanto en el canal principal como en las márgenes.

- Los coeficientes de contracción y de expansión que se han adoptado son 0.1 y 0.3, respectivamente. En puentes es habitual utilizar como coeficiente de contracción 0.3 y como coeficiente de expansión 0.5. En las distintas alternativas de puentes que se analizan no se producen grandes contracciones ni grandes expansiones. Por este motivo se toman como coeficientes 0.1 y 0.3.
- El caudal de cálculo es el calculado a través del método hidrometeorológico para un período de retorno de 100 años:

Tabla 25 – Caudal de cálculo para el análisis de socavaciones

Arroyo	Caudal T100 (m³/s)
Rambla Seca	98.87

- Se adopta como condición de contorno la pendiente media del tramo y un régimen de cálculo mixto.
- En los caso en los que el flujo ha sufrido un estrechamiento como consecuencia de la presencia del puente se ha definido el área inefectiva teniendo que los coeficientes para definir el ángulo de contracción y de expansión son CR=1.3 Y ER=2.0, respectivamente.

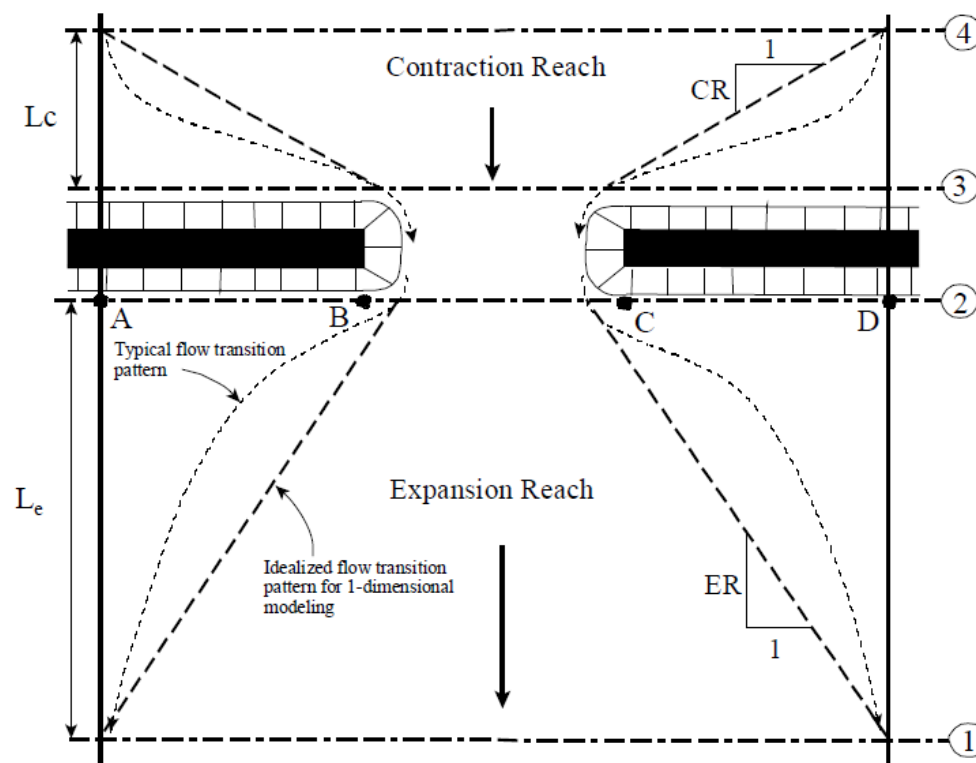


Figura 7 – Ángulo de contracción y de expansión

El programa HEC-RAS a la hora de calcular la socavación máxima por contracción del cauce, la socavación máxima local en los estribos y la socavación máxima local en las pilas propone varias ecuaciones para cada uno de los casos. Estas ecuaciones son las siguientes:

- Socavación máxima por contracción del cauce:
 - Ecuación de lecho vivo.
 - Ecuación de agua clara.

- Socavación máxima local en los estribos:
 - Ecuación de HIRE.
 - Ecuación de Froehlich.
- Socavación máxima local en las pilas:
 - Ecuación CSU (Colorado State University).
 - Ecuación Froehlich.

Para el cálculo de las socavaciones por contracción se ha empleado la ecuación de lecho vivo, para el cálculo de las socavaciones en los estribos se ha empleado la ecuación de HIRE y, por último, para el cálculo de las socavaciones en las pilas se ha empleado la ecuación CSU. En el siguiente apartado se analizan las distintas ecuaciones y se detalla el motivo por el cual se han elegido estas ecuaciones.

Además del estudio realizado con el programa de HEC-RAS se ha calculado la erosión local en pilas siguiendo la formulación propuesta por la publicación del MOPT “Control de la erosión fluvial en puentes” y se ha comparado con los resultados obtenidos a partir de la aplicación HEC-RAS.

Una vez establecida cuál de las alternativas estudiadas es mejor siguiendo los criterios hidráulicos, se ha calculado la erosión general del lecho y la protección de escollera que es necesaria colocar en los estribos. La formulación que se ha seguido es también la de la publicación del MOPT “Control de la erosión fluvial en puentes”.

9.2 Análisis de las ecuaciones para el cálculo de socavaciones

9.2.1 Socavación por contracción del cauce

Para el cálculo de la socavación por contracción del cauce en el programa de HEC-RAS se proponen la ecuación de socavación por contracción en lecho vivo y la de socavación por contracción de agua clara. El motivo por el cual se escoge una ecuación u otra es la existencia o no de transporte de material del lecho aguas arriba.

Para determinar si el flujo aguas arriba está transportando material del lecho o no, el programa calcula la velocidad crítica para el inicio del movimiento V_c (para el tamaño D_{50} del material del lecho) y la compara con la velocidad media del flujo V del cauce principal o del área de la llanura de inundación aguas arriba del puente en la sección de aproximación.

Si la velocidad crítica del material del fondo es menor que la velocidad media en la sección de aproximación ($V_c < V$) se asume socavación por contracción en lecho vivo, en cambio, si la velocidad crítica del material del fondo es mayor que la velocidad media en la sección de aproximación ($V_c > V$) se asume socavación por contracción de agua clara.

-Socavación por contracción en lecho vivo:

Para estimar la magnitud de la socavación recomienda usar la siguiente versión modifica de Laursen (1960) de la ecuación de erosión en lecho vivo:

$$y_2 = y_1 \cdot \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \cdot \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1}$$

Siendo:

- y_2 : profundidad promedio después de la erosión en la sección contraía (m).

- y_1 : profundidad promedio en el cauce principal o llanura de inundación en la sección aguas arriba (m).
- Q_2 : flujo en el cauce principal o llanura de inundación en la sección contraída, la cual está transportando sedimentos (m^3/s).
- Q_1 : flujo en el cauce principal o llanura de inundación en la sección aguas arriba, la cual está transportando sedimentos (m^3/s).
- W_1 : ancho del fondo del cauce principal o llanura de inundación en la sección aguas arriba (m).
- W_2 : ancho del fondo del cauce principal o llanura de inundación en la sección contraída menos el ancho de los pilares (m).
- K_1 : exponente para el modo de transporte del material del fondo. El valor de este coeficiente se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 26 – Exponente de la ecuación de Laursen para la erosión por contracción

V^*/ω	k_1	Modo de transporte del material del fondo
<0.50	0.59	Mayoría de descarga del material en contacto con el lecho
0.50-2.00	0.64	Alguna descarga del material del fondo en suspensión
>2.00	0.69	Mayoría de descarga del material del lecho suspendida

Siendo:

V^* : velocidad cortante en el cauce principal o llanura de inundación en la sección aguas arriba (m/s).

$$V^* = (g \cdot y_1 \cdot S_1)^{1/2}$$

Donde:

- g : aceleración de la gravedad (m/s^2).
- y_1 : profundidad promedio en el cauce principal o llanura de inundación en la sección aguas arriba (m).
- S_1 : pendiente de la línea de niveles de energía del canal principal (m/m).

ω : velocidad de caída del material del fondo basado en el D50 (m/s). Esta velocidad se calcula a partir de la siguiente gráfica:

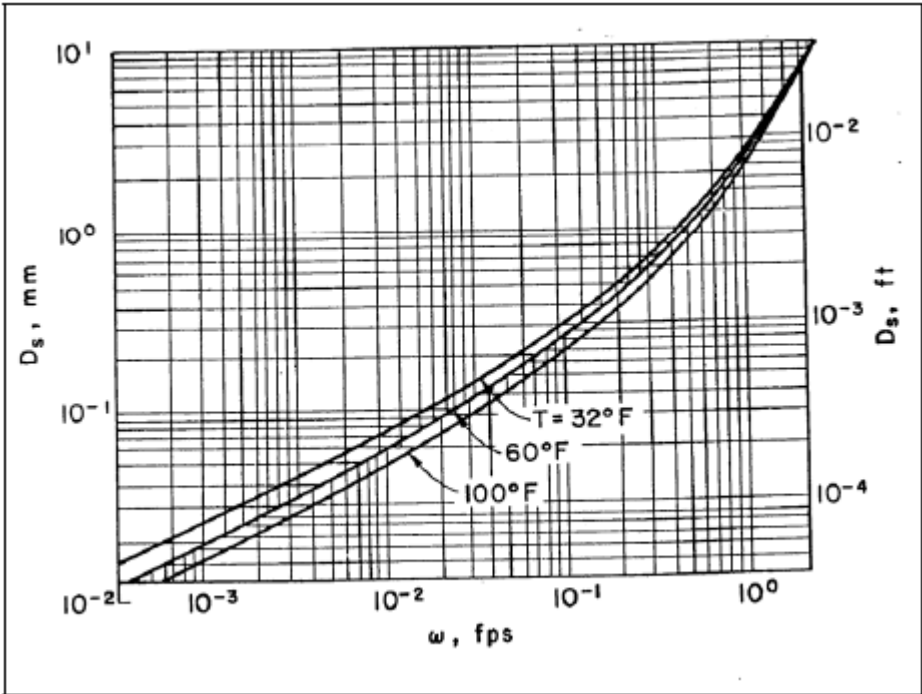


Figura 8 – Velocidad de caída en función del tamaño de las partículas

-Socavación por contracción de agua clara:

En este caso recomienda la siguiente ecuación de erosión de aguas claras basadas en la investigación de Laursen (1963):

$$y_2 = \left[\frac{Q_2^2}{C \cdot D_m^{2/3} \cdot W_2^2} \right]^{3/7}$$

Siendo:

- y_2 : profundidad del flujo en la abertura del puente o en el área de desbordamiento del puente.
- Q_2 : flujo en el cauce principal o llanura de inundación en la sección contraída, la cual está transportando sedimentos (m^3/s).
- C : coeficiente igual a 40 para las unidades métricas.
- D_m : diámetro de la partícula más pequeña no transportable en el material del lecho ($1.25 D_{50}$) en la sección contraída (m).
- W_2 : ancho en el fondo del puente menos el ancho de los pilares, o el ancho del área de inundación.

Al realizar los cálculos en HEC-RAS se obtiene que existe transporte de material del lecho aguas arriba del puente por lo que a la hora de calcular la socavación por contracción se ha utilizado la ecuación correspondiente a lecho vivo.

9.2.2 Socavación local en los estribos

La erosión local en los estribos ocurre cuando los estribos obstruyen el flujo. La obstrucción del flujo forma un vórtice horizontal comenzando en el extremo aguas arriba de los estribos y corriendo a lo largo de la punta del estribo, y formando en consecuencia un vórtice vertical en el extremo aguas debajo de los estribos.

Para el cálculo de esta erosión de lecho vivo en HEC-RAS se proponen las siguientes ecuaciones:

-Ecuación de HIRE:

La ecuación de HIRE se aplica cuando la longitud del terraplén mojado (L) dividida por la profundidad del flujo más cercano (y_1) es mayor a 25 ($L/y_1 > 25$). Esta ecuación es la siguiente:

$$y_s = 4 \cdot y_1 \cdot \left(\frac{K_1}{0.55} \right) \cdot K_2 \cdot Fr_1^{0.33}$$

Siendo:

- y_s : profundidad de erosión (m).
- y_1 : profundidad del flujo en la punta del estribo en el canal principal o llanura de inundación tomada en la sección transversal justo aguas arriba del puente (m).
- K_1 : factor de corrección por la forma del estribo. Este coeficiente se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 27 – Factor de corrección por la forma del estribo

Descripción	K1
Estribos de paredes verticales	1.00
Estribos de paredes verticales con alerones	0.82
Estribos inclinados	0.55

- K_2 : factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo con el estribo (θ). El valor de θ es igual a 90° cuando los estribos son perpendiculares al flujo, inferior a 90° si el terraplén se orienta aguas abajo y superior a 90° si el terraplén se orienta aguas arriba. Este coeficiente se obtiene de la siguiente figura:

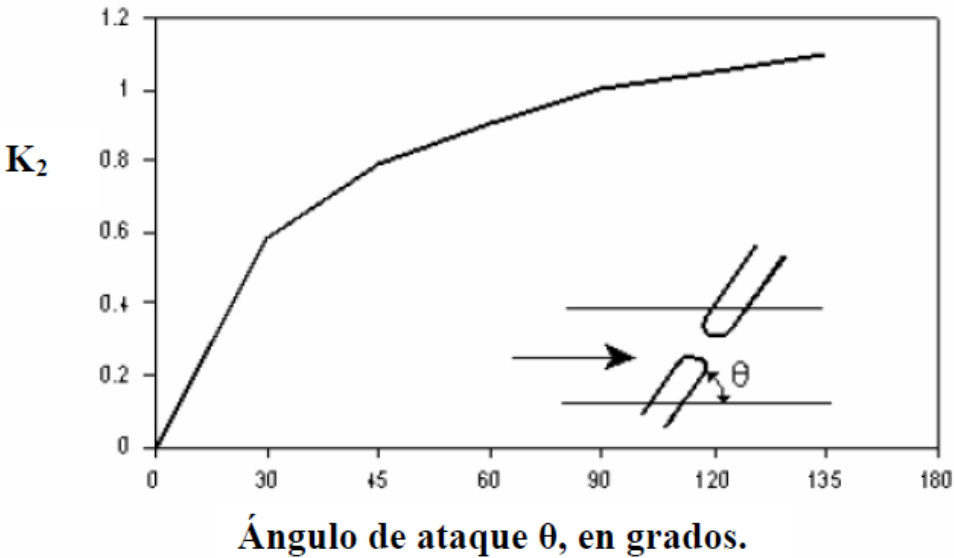


Figura 9 – Factor de corrección por el ángulo de ataque

- Fr_1 : número de Froude basado en la velocidad y profundidad contigua y justo aguas arriba de la punta del estribo.

-Ecuación de Froehlich:

La ecuación de Froehlich se aplica cuando la longitud del terraplén mojado (L) dividida por la profundidad del flujo más cercano (y_1) es menor o igual a 25 ($L/y_1 \leq 25$). Esta ecuación es la siguiente:

$$y_s = 2.27 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot (L')^{0.43} \cdot y_a^{0.57} \cdot Fr_1^{0.61} + y_a$$

Siendo:

- y_s : profundidad de erosión (m).
- K_1 : factor de corrección por la forma del estribo. Este coeficiente se obtiene de la Tabla 25.
- K_2 : factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo con el estribo (θ). El valor de θ es igual a 90° cuando los estribos son perpendiculares al flujo, inferior a 90° si el terraplén se orienta aguas abajo y superior a 90° si el terraplén se orienta aguas arriba. Este coeficiente se obtiene de la Figura 8.
- L' : longitud del estribo (terraplén) proyectado perpendicular al flujo (m).
- y_a : profundidad promedio del flujo en la llanura de inundación en la sección de aproximación (m).
- Fr_1 : número de Froude de la llanura de inundación en la sección de aproximación.

$$Fr_1 = \frac{V_e}{(g \cdot y_a)^{0.5}}$$

Siendo:

Ve: velocidad promedio en el flujo de aproximación (m/s). Esta velocidad se calcula como:

$$V_e = \frac{Q_e}{A_e}$$

Donde:

- Q_e: flujo obstruido por el estribo y el terraplén en la sección de aproximación (m³/s).
- A_e: área de flujo de la sección de aproximación obstruido por el estribo y el terraplén (m²).

Aplicando el criterio que establece HEC-RAS a la hora de elegir una ecuación u otra para el cálculo de la socavación en estribos se obtiene que en las distintas alternativas se recomienda utilizar la ecuación de HIRE. Además, analizando los parámetros que tiene en cuenta cada una de las ecuaciones se considera que con la ecuación de HIRE el resultado obtenido es más exacto, ya que se considera que para calcular la erosión en los estribos es mejor considerar el calado en la punta del estribo y no el calado medio. Además, también se considera que no es necesario sumar el calado medio como coeficiente de seguridad como establece la ecuación de Froehlich.

9.2.3 Socavación local en las pilas

La erosión en las pilas ocurre debido a la aceleración del flujo alrededor de la pila y a la formación de los vórtices del flujo, conocidos como vórtices de herradura.

En el programa HEC-RAS se recomienda el uso de la ecuación CSU (Colorado State University) para el cálculo de la erosión en las pilas bajo condiciones de lecho vivo y de aguas claras. Además de esta ecuación, existe la posibilidad de calcular esta erosión con la ecuación de Froehlich, aunque no se recomienda su uso.

-Ecuación CSU:

Esta ecuación predice las profundidades máximas de erosión de las pilas para lecho vivo y aguas claras. Esta ecuación es la siguiente:

$$y_s = 2,0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot a^{0,65} \cdot y_1^{0,35} \cdot Fr_1^{0,43}$$

Siendo:

- y_s: profundidad de erosión (m).
- K₁: factor de corrección por la forma de la nariz de la pila. Este factor se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 28 – Factor de corrección por la forma de la nariz de la pila

Forma de la nariz de la pila	K1
(a) Nariz cuadrada	1.1
(b) Nariz redondeada	1.0
(c) Cilindro circular	1.0
(d) Grupo de cilindros	1.0
(e) Nariz puntiaguda (triangular)	0.9

- K₂: factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo. Este factor se calcula como:

$$K_2 = \left(\cos\theta + \frac{L}{a} \cdot \operatorname{sen}\theta \right)^{0.65}$$

Siendo:

θ: ángulo de ataque del flujo respecto a la pila (°).

L: longitud de la pila a lo largo de línea de flujo (m).

a: ancho de la pila (m).

El valor de este coeficiente también se puede obtener de la siguiente tabla:

Tabla 29 – Factor de corrección por el ángulo de ataque

θ (°)	L/a=4	L/a=8	L/a=12
0	1.00	1.00	1.00
15	1.50	2.00	2.50
30	2.00	2.75	3.50
45	2.30	3.30	4.30
90	2.50	3.90	5.00

- K₃: factor de corrección por la condición del lecho. El valor de este coeficiente se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 30 – Factor de corrección por la condición del lecho

Condición del lecho	Altura de la duna (m)	K3
Erosión de aguas claras	N/A	1.1
Lecho plano y flujo antiduna	N/A	1.1
Dunas pequeñas	0.6 > H ≥ 3.0	1.1
Dunas medianas	3.0 > H ≥ 9.0	1.1 a 1.2
Dunas grandes	H ≥ 9.0	1.3

- K₄: factor de corrección por el acorazamiento del material del lecho. Este factor disminuye las profundidades de erosión por el acorazamiento del foso de erosión para los materiales del lecho que tienen un D₅₀ igual o mayor que 2 mm y D₉₅ igual o mayor que 20 mm. Este coeficiente se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$K_4 = 0.4 \cdot (V_R)^{0.15}$$

Siendo:

V_R: razón de velocidad. Esta razón de velocidad es la siguiente:

$$V_R = \frac{[V_1 - V_{i50}]}{[V_{c50} - V_{i95}]}$$

$$V_{i50} = 0.645 \cdot \left[\frac{D_{50}}{a} \right]^{0.053} \cdot V_{c50}$$

$$V_{i95} = 0.645 \cdot \left[\frac{D_{95}}{a} \right]^{0.053} \cdot V_{c95}$$

Donde:

- V_1 : promedio de velocidad en el cauce principal o en el área de la llanura de inundación de la sección transversal justo aguas arriba del puente (m/s).
- V_{i50} : velocidad más cercana requerida para iniciar la erosión en la pila para el tamaño de grano D_{50} (m/s).
- V_{i95} : velocidad más cercana requerida para iniciar la erosión en la pila para el tamaño de grano D_{95} (m/s).
- V_{c50} : velocidad crítica para el lecho de tamaño de grano D_{50} (m/s).

$$V_{c50} = K_u \cdot y^{1/6} \cdot D_{50}^{1/3}$$

- K_u : coeficiente igual a 6.19 para las unidades del Sistema Internacional.
- y : profundidad del agua justo aguas arriba de la pila (m).
- V_{c95} : velocidad crítica para el lecho de tamaño de grano D_{95} (m/s).

$$V_{c50} = K_u \cdot y^{1/6} \cdot D_{50}^{1/3}$$

- K_u : coeficiente igual a 6.19 para las unidades del Sistema Internacional.
- y : profundidad del agua justo aguas arriba de la pila (m).
- a : ancho de la pila (m).

En la siguiente tabla se muestra el valor restrictivo del factor K_4 y del tamaño del material del lecho:

Tabla 31 – Límites para el tamaño del material del lecho y para el valor de K_4

Mínimo tamaño del material del lecho	Mínimo valor de K_4
$D_{50} \geq 2 \text{ mm}$	0.4
$D_{95} \geq 20 \text{ mm}$	

- a : ancho de la pila (m).
- y_1 : profundidad del flujo directamente aguas arriba del pilar (m).
- Fr_1 : número de Froude directamente aguas arriba del pilar (m).

-Ecuación de Froehlich:

La ecuación de la erosión local en las pilas de Froehlich es la siguiente:

$$y_s = 0.32 \cdot \Phi \cdot (a')^{0.62} \cdot y_1^{0.47} \cdot Fr_1^{0.22} \cdot D_{50}^{-0.09} + a$$

Siendo:

- y_s : profundidad de erosión (m).
- Φ : factor de corrección de la forma de la nariz de la pila. $\Phi = 1.3$ para nariz cuadrada, $\Phi = 1.0$ para nariz redonda y $\Phi = 1.0$ para nariz puntiaguda (triangular).
- a' : ancho de la nariz de la pila proyectada respecto a la dirección del flujo (m).
- y_1 : profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila (m).
- Fr_1 : número de Froude directamente aguas arriba del pilar (m).
- D_{50} : diámetro del material del lecho.
- a : ancho de la pila (m).

Para el cálculo de la erosión local en las pilas se ha utilizado la ecuación CSU debido a que esta ecuación aplica factores de corrección teniendo en cuenta distintas características de la pila y del lecho, como son la forma de la nariz de la pila, el ángulo de ataque del flujo respecto a la pila, la condición del lecho y el acorazamiento del material del lecho. La ecuación de Froehlich únicamente aplica un factor corrector debido a la forma de la nariz de la pila y suma el ancho de la pila como factor de seguridad. Por este motivo se considera que con la ecuación CSU realiza un análisis más detallado del caso estudiado y, por tanto, se obtiene un valor más exacto de la erosión que se produce. Los valores de socavación obtenidos con la ecuación CSU son más desfavorables que los obtenidos con la ecuación de Froehlich, estando por tanto del lado de la seguridad.

La publicación de MOPT “Control de la erosión fluvial en puentes” propone que la máxima profundidad de erosión, medida desde el fondo general del cauce en el tramo, viene dada por la fórmula:

$$\frac{e}{b_*} = 1.5 \cdot \left[\frac{y}{b_*} \right]^{1/3} \text{ en términos adimensionales}$$

O bien:

$$e = 1.5 \cdot b_*^{2/3} \cdot y^{1/3} \text{ en forma explícita}$$

Siendo:

- e : máxima profundidad de erosión (m).

- y: calado (m).
- b*: anchura proyectada de la pila. Esta anchura se calcula como:

$$b * = b \cdot (cos\alpha + \frac{L'}{b} sen\alpha)$$

Solamente cuando la pila tenga la misma dirección que la corriente (α=0), se puede considerar una reducción en las erosiones debida a una forma hidrodinámica de su frente, que será del de 0,9 para las circulares y de 0.75 para las elípticas y lenticulares (en caso contrario no se tienen en cuenta esas circunstancias).

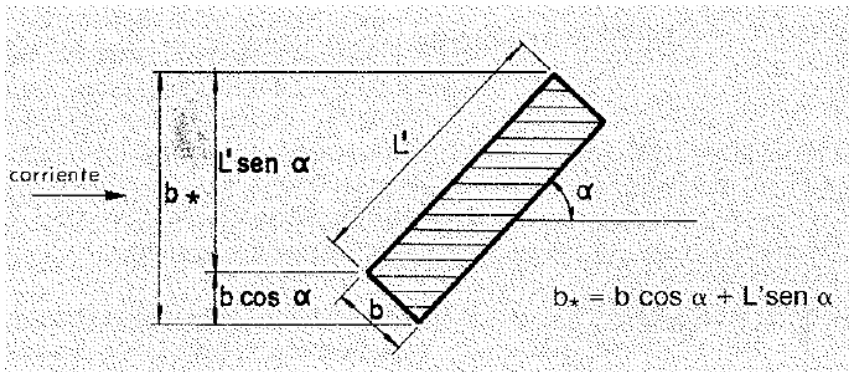


Figura 10 – Anchura proyectada de la pila

9.3 Estudio de la alternativa 1

La primera alternativa estudiada consiste en un puente con estribos cerrados de hormigón, una pila central circular de 1 m de diámetro alineada con el flujo del cauce y dos vanos de 20 m cada uno.

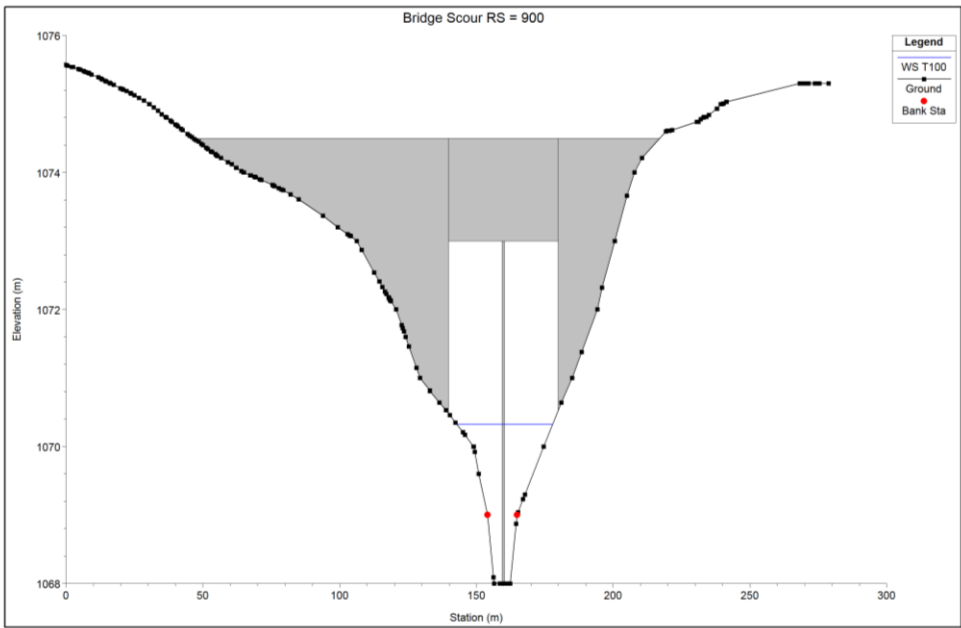


Figura 11 – Alternativa 1

Las socavaciones que se producen para el período de retorno de 100 años son las siguientes:

Tabla 32 – Socavación por contracción (Alternativa 1)

SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN (m)		
M. Izquierda	Canal	M. Derecha
0.00	0.00	0.05

Tabla 33 – Socavación en los estribos (Alternativa 1)

SOCAVACIÓN EN LOS ESTRIBOS (m)	
M. Izquierda	M. Derecha
0.11	0.00

Tabla 34 – Socavación en la pila (Alternativa 1)

SOCAVACIÓN EN LA PILA (m)
2.43

Como ya se ha indicado anteriormente, la socavación por contracción se ha calculado con la ecuación de lecho vivo, siendo el exponente para el modo de transporte de material del fondo K₁=0.64 lo que significa que existe descarga del material del fondo en suspensión.

La socavación en los estribos se ha calculado con la ecuación de HIRE, considerándose los siguientes factores:

- K₁ (factor de corrección por la forma del estribo) = 1.00 (estribos verticales).
- K₂ (factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo con el estribo) = 1.00 (ángulo de ataque 90°).

Por último, la socavación en la pila se ha calculado con la ecuación CSU, teniéndose en cuenta los siguientes factores:

- K₁ (factor de corrección por la forma de la nariz del pilar) = 1.00 (cilindro circular).
- K₂ (factor de corrección por el ángulo de ataque) = 1.00 (ángulo de ataque 0°).
- K₃ (factor de corrección por la condición del lecho) = 1.1.
- K₄ (factor de corrección por el acorazamiento del material del lecho) = 1.00.

Además de calcular la socavación en la pila con esta ecuación, esta se ha calculado también con la ecuación de Laursen propuesta por la publicación del MOPT “Control de la erosión fluvial en puentes”, con la cual se obtiene que la máxima profundidad de erosión es de 1.99 m. Comparando ambos resultados y las ecuaciones, se considera que el resultado obtenido con el ecuación CSU a través de HEC-RAS es más exacto y además al ser mayor está del lado de la seguridad.

Como puede verse en las tablas anteriores la socavación máxima se produce en la pila y alcanza los 2.43 m. Además de que la erosión que se produce en la pila es elevada, esta alternativa presenta otro inconveniente respecto a los otros puentes estudiados. Este inconveniente es que la presencia de la pila aumenta la posibilidad de obstrucción del puente si existiesen arrastres de elementos de gran tamaño. Por este motivo se considera que esta solución no es la mejor de las soluciones analizadas.

Al igual que se produce en las otras alternativas de puentes, la cota del nivel del agua se eleva debido a la presencia del puente. En este caso la sobreelevación del nivel del agua es de aproximadamente unos 60 cm. El aumento del nivel del agua que se produce en este caso es inferior al que se produce en las otras alternativas estudiadas debido a que el ancho del puente es superior y a que la presencia de la pila no provoca el mismo estrechamiento que provoca que los estribos estén más próximos entre ellos como ocurre en las alternativas 1 y 2.

Tabla 35 – Sobreelevación del nivel del agua (Alternativa 1)

SOBREELEVACIÓN DEL NIVEL DEL AGUA (m)	
Cota del nivel del agua sin puente	1069.88
Cota del nivel del agua con puente	1070.49

En el Apartado 1 del Apéndice 11 “Análisis de socavaciones en las distintas alternativas de puentes” se muestran los resultados obtenidos con el programa HEC-RAS.

9.4 Estudio de la alternativa 2

La segunda alternativa consiste en un puente con estribos cerrados de hormigón y un vano de 30 m. Debido a que la longitud del vano es inferior a la del puente anterior el estrechamiento del flujo del cauce es mayor y, por tanto, la sobreelevación del nivel de agua también lo es. Además, por este motivo, la afección en los estribos mayor, siendo mayores las socavaciones que se producen en los mismos.

En este caso el aumento del nivel del agua es de unos 65 cm. Como puede verse aunque la sobreelevación del nivel del agua es mayor, la diferencia es prácticamente inapreciable.

Tabla 36 – Sobreelevación del nivel del agua (Alternativa 2)

SOBREELEVACIÓN DEL NIVEL DEL AGUA (m)	
Cota del nivel del agua sin puente	1069.88
Cota del nivel del agua con puente	1070.54

El cálculo de las socavaciones por contracción y en los estribos se ha calculado utilizado las mismas ecuaciones que en el caso anterior y tomando los mismos valores para los distintos coeficientes correctores debido a que las características del lecho y de los estribos son las mismas.

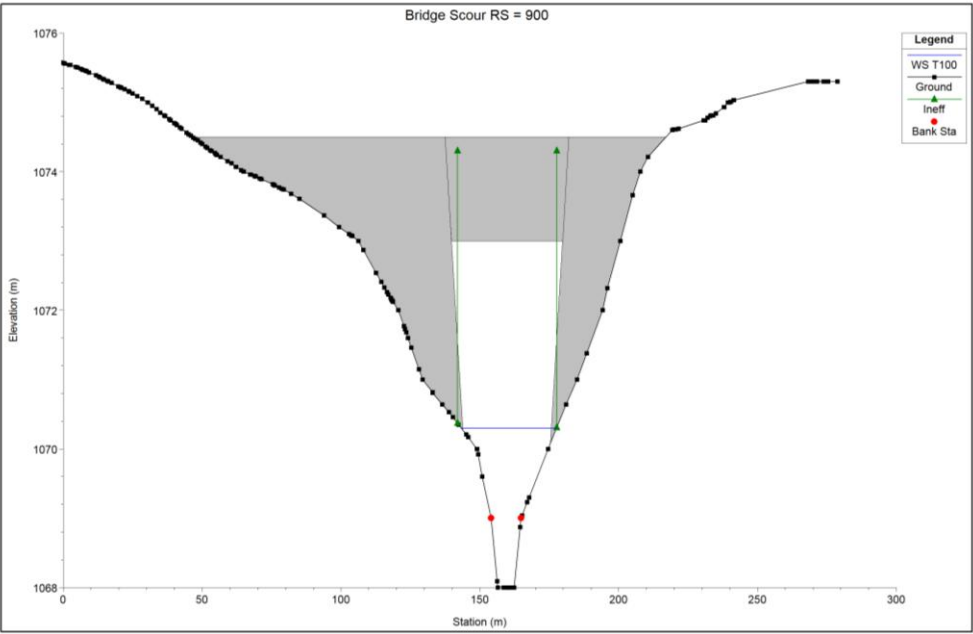


Figura 12 – Alternativa 2

Como puede verse en las siguientes tablas la erosión máxima es de 3.35 m y se produce en el estribo derecho. Esto es así porque el calado en la punta de este estribo es superior a la del estribo izquierdo y, por tanto, la afección es mayor.

Tabla 37 – Socavación por contracción (Alternativa 2)

SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN (m)		
M. Izquierda	Canal	M. Derecha
0.00	0.00	0.00

Tabla 38 – Socavación en los estribos (Alternativa 2)

SOCAVACIÓN EN LOS ESTRIBOS (m)	
M. Izquierda	M. Derecha
2.09	3.35

Hidráulicamente este puente se considera peor que el puente de la alternativa 3 debido a que, como se verá a continuación, las socavaciones que se producen en los estribos son superiores en este caso.

Los resultados obtenidos con el programa HEC-RAS se encuentran en el Apartado 2 del Apéndice “Análisis de socavaciones en las distintas alternativas de puentes”.

9.5 Estudio de la alternativa 3

La última alternativa considerada es la de un puente con estribos abiertos de escollera con un talud 3:2 y una vano de 40 m.

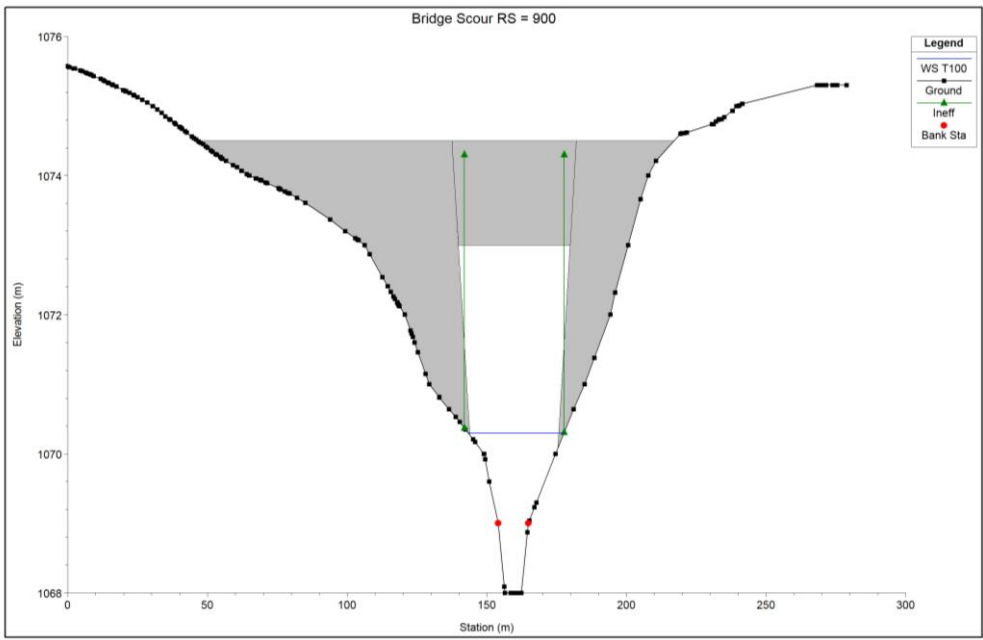


Figura 13 – Alternativa 3

El estrechamiento producido por los estribos provoca una sobreelevación del nivel del agua inferior que el que se producía en la alternativa 2 debido a que la anchura de este puente es ligeramente superior. En todo caso, esta diferencia de sobreelevación se considera inapreciable debido a que la diferencia es de pocos centímetros.

Tabla 39 – Sobreelevación del nivel del agua (Alternativa 3)

SOBREELEVACIÓN DEL NIVEL DEL AGUA (m)	
Cota del nivel del agua sin puente	1069.88
Cota del nivel del agua con puente	1070.51

Las erosiones se han calculado igual que en las alternativas anteriores mediante la ecuación de lecho vivo (erosión por contracción) y la ecuación de HIRE (erosión local en los estribos). Para el cálculo de estas socavaciones se han utilizado los mismos coeficientes correctores dado que las características del lecho y de los estribos son las mismas para las tres alternativas estudiadas.

La máxima erosión es de 2.8 m en el estribo derecho. En el estribo izquierdo se produce una erosión de 1.64 m. Ambas erosiones son inferiores a las erosiones que se producen en la alternativa 2, en la que se produce una erosión de 3.35 m en el estribo derecho y 2.09 m en el estribo izquierdo.

La socavación por contracción es igual a cero tanto en las márgenes como en el canal. Esto mismo ocurre en la alternativa 2.

Como las socavaciones que se producen en este puente son más pequeñas se considera que esta es la mejor solución para dar continuidad al Arroyo de Rambla Seca.

Las socavaciones que se producen se recogen en las siguientes tablas:

Tabla 40 – Socavación por contracción (Alternativa 3)

SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN (m)		
M. Izquierda	Canal	M. Derecha
0.00	0.00	0.00

Tabla 41 – Socavación en los estribos (Alternativa 3)

SOCAVACIÓN EN ESTRIBOS (m)	
M. Izquierda	M. Derecha
1.64	2.80

Aunque se considera que esta es la mejor solución siguiendo criterios hidráulicos, será necesario colocar una protección de escollera para prevenir la erosión localizada en los estribos. El estudio realizado para calcular la escollera necesaria se muestra en el siguiente apartado.

En el Apartado 3 del Apéndice 11 “Análisis de socavaciones en las distintas alternativas de puentes” se muestran los resultados obtenidos con el programa HEC-RAS.

9.6 Estudio de la protección de escollera

Un manto de escollera colocado alrededor de los apoyos del puente sirve para impedir o reducir las erosiones que provocan que las cimentaciones de estos apoyos sean descalzadas por las aguas, permitiendo así cimentar a cotas más altas.

Para definir la protección de escollera que es necesario colocar se sigue la publicación del MOPT “Control de la erosión fluvial en puentes” y se analizan:

- La cota a la que se debe colocar la escollera.
- La dimensión en planta del manto de escollera.
- El tamaño de los bloques de escollera.
- El espesor del manto de escollera.
- El filtro que es necesario colocar entre la escollera y el material del lecho.

9.6.1 Cota de la escollera.

La protección de escollera se debe colocar a la cota del lecho durante las avenidas, es decir, a una profundidad desde el perfil habitual del fondo igual a la erosión general.

Esta erosión general se puede calcular a través de la teoría del régimen para cauces rectos como:

$$e = 1.25 \cdot y$$

Siendo:

- e: erosión general (m).

- y : calado (m).

La profundidad a la que se coloca la escollera varía a lo largo del ancho de escollera colocado dado que el calado va variando de un punto a otro del cauce.

9.6.2 Dimensión en planta del manto de escollera

La dimensión en planta del manto se define por su anchura, entendiéndose por tal la distancia desde el borde de la protección hasta el contorno del apoyo del puente.

Las erosiones en el lecho provocadas por un estribo situado sobre el cauce de avenidas se pueden controlar con un manto de anchura igual a:

$$a = \frac{3}{2} \cdot e$$

Siendo:

- a : anchura del manto de escollera (m).
- e : la máxima erosión local (m).

Aunque la máxima erosión local en cada uno de los estribos es diferente (1.64 m en el estribo izquierdo y 2.8 m en el estribo derecho) se proyectará una protección de escollera igual en ambos estribos y por tanto se toma como máxima erosión local 2.8 m para estar del lado de la seguridad.

Tomando como erosión local 2.8 m se obtiene que la anchura del manto es igual a 4.2 m.

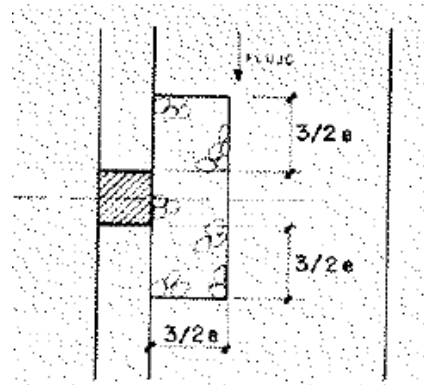


Figura 14 – Anchura del manto de escollera

9.6.3 Tamaño de los bloques de escollera

El tamaño de los bloques de escollera debe ser tal, que la corriente sea incapaz de arrastrarlos. Sin la presencia del puente la condición de comienzo de arrastre del material del lecho en un tramo normal puede expresarse con la fórmula:

$$\frac{V_0}{\sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \cdot g d}} = 1.5 \cdot K \cdot \left[\frac{R}{d} \right]^{1/6}$$

Siendo:

- V_0 : velocidad media de comienzo de arrastre en la vertical del punto.
- R : radio hidráulico, igual a la sección mojada dividida por el perímetro mojado
- K : factor adimensional con valor igual a 1.
- d : diámetro de la esfera de igual volumen que el elemento representativo del material del fondo.
- γ_s : peso específico del material.
- γ : peso específico del fluido.
- g : aceleración de la gravedad.

Esta velocidad admisible en la zona inalterada se ve a su vez disminuida por la influencia negativa de la presencia de los apoyos del puente en la proporción V_0^*/V_0 que se define en la siguiente figura a partir del parámetro:

$$\lambda = \frac{\text{caudal interceptado por el apoyo}}{\text{caudal unitario en el cauce menor}}$$

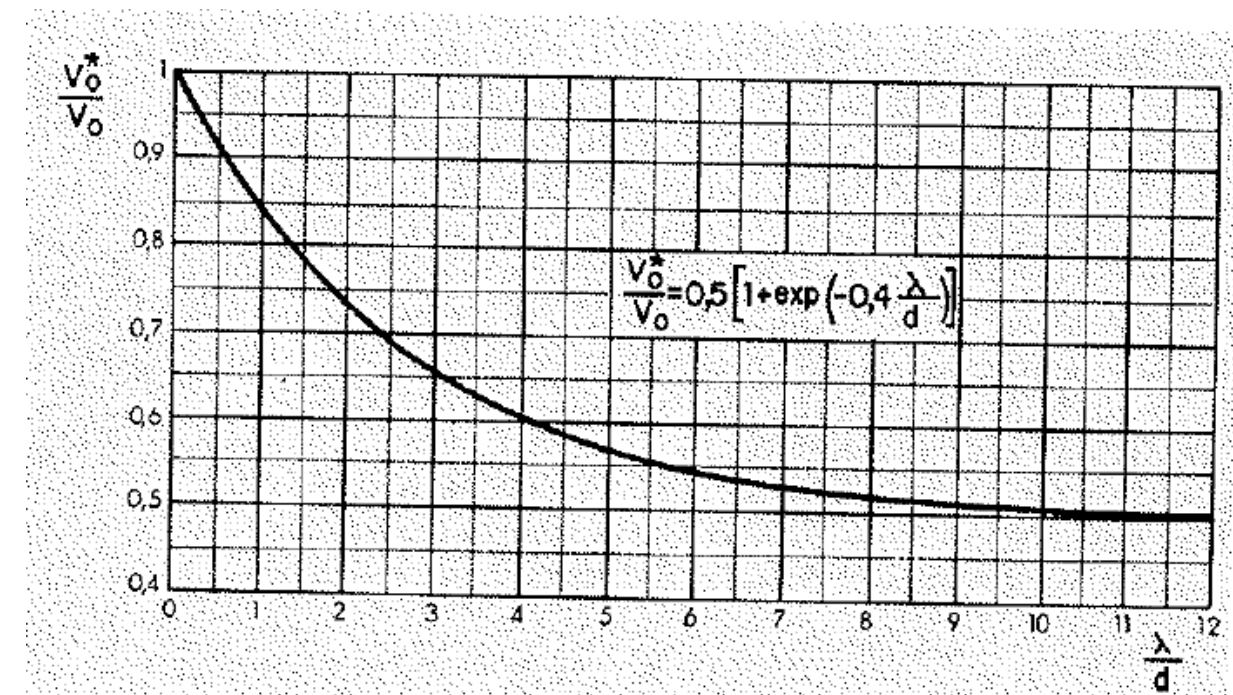


Figura 15 – Influencia de la existencia de estribos en el peso de la escollera

Para calcular el tamaño de los bloques de escollera que son necesarios para que estos no sean arrastrados por la corriente lo que se ha hecho ha sido calcular el diámetro de escollera necesario para que la velocidad media de comienzo de arrastre en la vertical del punto disminuida por la influencia negativa de la presencia de los apoyos del puente sea superior a la velocidad que existe en la sección aguas abajo el puente.

La proporción V_0^*/V_0 se considera que es igual a 1 debido a que el parámetro λ es muy pequeño como consecuencia de que el caudal interceptado por los apoyos es muy pequeño en comparación con el caudal unitario en el cauce menor. Teniendo en cuenta que la velocidad del flujo es igual a 3.44 m/s en la sección aguas abajo del puente se ha calculado el diámetro de escollera para que la velocidad media de comienzo de arrastre sea aproximadamente de unos 4 m/s para estar del lado de la seguridad.

Para una escollera de 25 kg con un diámetro aproximado de 0.26 m se obtiene que la velocidad media de comienzo de arrastre es de 3.89 m/s. Esta velocidad es superior a la velocidad que lleva el flujo, esto quiere decir que esta escollera es estable y permite prevenir la erosión localizada en los estribos. Los cálculos se han realizado teniendo en cuenta que:

- El peso específico de la escollera es de 25970 N/m³ (densidad 2650 kg/m³).
- El peso específico del agua es de 9800 N/m³ (densidad 1000 kg/m³).
- La aceleración de la gravedad es 9.8 m/s².
- El coeficiente k es igual a 1 como ya se ha indicado.
- El radio hidráulico es de 1.05 m.

9.6.4 Espesor del manto de escollera

Para que los mantos de escollera puedan considerarse protecciones, es preciso que consten al menos de dos capas. Por este motivo se propone, con un cierto coeficiente de seguridad que supla los reajustes y deficiencias derivadas de los desplazamientos del manto, un valor para el espesor de las capas de escolleras (ϵ_0) igual a dos veces el diámetro de la esfera equivalente:

$$\epsilon_0 = 2 \cdot d$$

Por lo tanto, el espesor del manto de escollera es igual a 0.52 m.

9.6.5 Filtro

Si la diferencia entre el tamaño del material de la escollera y el del material del fondo es grande, éste último puede ascender entre los huecos del primero. Para evitar esta migración de material es necesario colocar un filtro que haga más gradual la variación entre el manto de escollera y el terreno. El material utilizado como filtro debe cumplir las siguientes condiciones:

- El tamaño del material tiene que estar entre el 20% del tamaño medio de la escollera y tres veces el del lecho.
- El espesor es igual al 50% del tamaño medio de la escollera.

Aplicando estos criterios se obtiene que las características del filtro necesario son las siguientes:

Tabla 42 – Características del filtro

Rango de tamaño (m)	0,052
	0,006
Espesor	0,13

11 COSTES DE LAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

A partir de ratios de obras similares, se ha realizado una estimación de los costes de las obras de drenaje transversal. Los ratios utilizados y los costes obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 43 – Costes de las obras de drenaje transversal

Obra	Localización	Dimensiones (m)	Longitud (m)	Ratio	Coste (€)
1	30+150	1,8	12	820	9836,25
2	30+250	1,5	12	550	6595,93
3	30+500	3x2,5	12	1680	20155,02
5	32+200	1,5	12	550	6595,93
6	32+900	2,5x2	18	1440	25928,47
7	34+400	4x3	50	3000	150000,00
8	35+550	1,8	20	820	16393,74
9	35+750	3x3	20	1910	38209,41
10	36+200	2,5x2	22	1440	31690,35

APÉNDICE 1 - INVENTARIO

APÉNDICE 2 – CÁLCULO DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA

Cuenca	Localización	i	Uso de la tierra																		Po	Factor de corrección	Po'
			Rocas permeables			Pavimento bituminoso o de hormigón			Cultivo en hilera			Cereales de invierno			Praderas			Masa forestal					
			Suelo	S (%)	Po	Suelo	S (%)	Po	Suelo	S (%)	Po	Suelo	S (%)	Po	Suelo	S (%)	Po	Suelo	S (%)	Po			
Obra 1	30+150	0.15	-	40	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	C	60	8	-	-	-	6	3	18
Obra 2	30+250	0.19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	C	50	10	C	50	8	-	-	-	9	3	27
Obra 3	30+500	0.06	-	30	3	-	-	-	C	10	8	C	25	10	C	30	8	C	5	31	8.15	3	24.45
Obra 4	31+650	0.06	-	40	3	-	2	1	C	15	8	C	20	10	C	2	8	C	15	31	10.01	3	30.03
															C	3	18	C	3	8			
Obra 5	32+200	0.02	-	-	-	-	-	-	C	15	14	C	80	14	C	5	22	-	-	-	14.4	3	43.2
Obra 6	32+900	0.02	-	-	-	-	20	1	C	45	14	C	15	14	C	15	12	C	5	31	11.95	3	35.85
Obra 7	34+400	0.04	-	20	3	-	1	1	C	7	8	C	9	10	C	9	8	C	50	31	18.61	3	55.83
																		C	4	8			
Obra 8	35+550	0.03	-	-	-	-	-	-	C	5	8	C	95	10	-	-	-	-	-	-	9.9	3	29.7
Obra 9	35+700	0.02	-	-	-	-	2	1	C	40	14	C	40	14	C	3	22	C	5	8	13.48	3	40.44
															C	10	12						
Obra 10	36+200	0.02	-	-	-	-	5	1	C	25	14	C	50	14	C	10	22	-	-	-	13.95	3	41.85
															C	10	12						

APÉNDICE 3 – CÁLCULO DE CAUDALES

T = 2 años																				
Obra	Localización	L cauce (km)	Cota S (m)	Cota I (m)	Pendiente (m/m)	Pd (mm)	Po (mm)	Po' (mm)	C	I1/Id	Id (mm/h)	T (h)	I (mm/h)	Área (km2)	Q Instrucción (m3/s)	Pd' (mm)	C'	I' (mm/h)	K	Q Témez (m3/s)
1	30+150	0,78	1180	1060	0,15	42,72	6	18	0,19	9,5	1,78	0,35	29,63	0,28	0,54	42,72	0,19	29,63	1,02	0,46
2	30+250	0,26	1110	1060	0,19	42,72	9	27	0,09	9,5	1,78	0,15	45,60	0,06	0,08	42,72	0,09	45,60	1,01	0,07
3	30+500	2,46	1210	1074	0,06	42,72	8,15	24,45	0,11	9,5	1,78	1,03	16,62	2,71	1,71	41,49	0,11	16,14	1,07	1,39
4	31+650	7,17	1510	1080	0,06	42,72	10,01	30,03	0,07	9,5	1,78	2,29	10,35	24,34	5,61	38,77	0,05	9,39	1,17	3,47
5	32+200	0,18	1084	1080	0,02	42,72	14,4	43,2	0,00	9,5	1,78	0,17	42,87	0,21	0,00	42,72	0,00	42,87	1,01	0,00
6	32+900	0,38	1090	1082	0,02	42,72	11,85	35,55	0,03	9,5	1,78	0,30	32,28	1,03	0,36	42,68	0,03	32,26	1,02	0,31
7	34+400	12,06	1560	1070	0,04	42,72	18,61	55,83	0,00	9,5	1,78	3,66	7,69	23,74	0,00	38,80	0,00	6,98	1,27	0,00
8	35+550	0,88	1100	1075	0,03	42,72	9,9	29,7	0,07	9,5	1,78	0,54	23,87	0,56	0,31	42,72	0,07	23,87	1,03	0,27
9	35+750	1,32	1100	1075	0,02	42,72	13,48	40,44	0,01	9,5	1,78	0,79	19,35	4,47	0,27	40,87	0,00	18,51	1,05	0,04
10	36+200	1,71	1100	1071	0,02	42,72	13,95	41,85	0,00	9,5	1,78	0,98	17,12	2,81	0,06	41,44	0,00	16,61	1,07	0,00

T = 5 años																				
Obra	Localización	L cauce (km)	Cota S (m)	Cota I (m)	Pendiente (m/m)	Pd (mm)	Po (mm)	Po' (mm)	C	I1/Id	Id (mm/h)	T (h)	I (mm/h)	Área (km2)	Q Instrucción (m3/s)	Pd' (mm)	C'	I' (mm/h)	K	Q Témez (m3/s)
1	30+150	0,78	1180	1060	0,15	61,87	6	18	0,31	9,5	2,58	0,354	42,911	0,28	1,24	61,87	0,31	42,91	1,02	1,05
2	30+250	0,26	1110	1060	0,19	61,87	9	27	0,18	9,5	2,58	0,147	66,036	0,06	0,24	61,87	0,18	66,04	1,01	0,20
3	30+500	2,46	1210	1074	0,06	61,87	8,15	24,45	0,21	9,5	2,58	1,031	24,071	2,71	4,64	60,08	0,20	23,38	1,07	3,85
4	31+650	7,17	1510	1080	0,06	61,87	10,01	30,03	0,16	9,5	2,58	2,288	14,984	24,34	18,94	56,15	0,13	13,60	1,17	14,02
5	32+200	0,18	1084	1080	0,02	61,87	14,4	43,2	0,07	9,5	2,58	0,168	62,080	0,21	0,30	61,87	0,07	62,08	1,01	0,25
6	32+900	0,38	1090	1082	0,02	61,87	11,85	35,55	0,11	9,5	2,58	0,299	46,756	1,03	1,81	61,82	0,11	46,72	1,02	1,53
7	34+400	12,06	1560	1070	0,04	61,87	18,61	55,83	0,02	9,5	2,58	3,658	11,133	23,74	1,57	56,20	0,00	10,11	1,27	0,09
8	35+550	0,88	1100	1075	0,03	61,87	9,9	29,7	0,16	9,5	2,58	0,536	34,568	0,56	1,02	61,87	0,16	34,57	1,03	0,88
9	35+750	1,32	1100	1075	0,02	61,87	13,48	40,44	0,08	9,5	2,58	0,787	28,020	4,47	3,46	59,19	0,07	26,80	1,05	2,55
10	36+200	1,71	1100	1071	0,02	61,87	13,95	41,85	0,08	9,5	2,58	0,979	24,793	2,81	1,75	60,02	0,07	24,05	1,07	1,37

T = 10 años																				
Obra	Localización	L cauce (km)	Cota S (m)	Cota I (m)	Pendiente (m/m)	Pd (mm)	Po (mm)	Po' (mm)	C	I1/Id	Id (mm/h)	T (h)	I (mm/h)	Área (km2)	Q Instrucción (m3/s)	Pd' (mm)	C'	I' (mm/h)	K	Q Témez (m3/s)
1	30+150	0,78	1180	1060	0,15	76,56	6	18	0,38	9,5	3,19	0,354	53,100	0,28	1,89	76,56	0,38	53,10	1,02	1,60
2	30+250	0,26	1110	1060	0,19	76,56	9	27	0,25	9,5	3,19	0,147	81,715	0,06	0,40	76,56	0,25	81,72	1,01	0,34
3	30+500	2,46	1210	1074	0,06	76,56	8,15	24,45	0,28	9,5	3,19	1,031	29,787	2,71	7,50	74,35	0,27	28,93	1,07	6,28
4	31+650	7,17	1510	1080	0,06	76,56	10,01	30,03	0,22	9,5	3,19	2,288	18,541	24,34	32,44	69,48	0,19	16,83	1,17	24,92
5	32+200	0,18	1084	1080	0,02	76,56	14,4	43,2	0,12	9,5	3,19	0,168	76,820	0,21	0,63	76,56	0,12	76,82	1,01	0,53
6	32+900	0,38	1090	1082	0,02	76,56	11,85	35,55	0,17	9,5	3,19	0,299	57,858	1,03	3,33	76,49	0,17	57,81	1,02	2,81
7	34+400	12,06	1560	1070	0,04	76,56	18,61	55,83	0,06	9,5	3,19	3,658	13,776	23,74	6,45	69,54	0,04	12,51	1,27	4,15
8	35+550	0,88	1100	1075	0,03	76,56	9,9	29,7	0,22	9,5	3,19	0,536	42,776	0,56	1,75	76,56	0,22	42,78	1,03	1,50
9	35+750	1,32	1100	1075	0,02	76,56	13,48	40,44	0,13	9,5	3,19	0,787	34,673	4,47	6,91	73,24	0,12	33,17	1,05	5,30
10	36+200	1,71	1100	1071	0,02	76,56	13,95	41,85	0,13	9,5	3,19	0,979	30,680	2,81	3,60	74,27	0,12	29,76	1,07	2,91

T = 100 años																				
Obra	Localización	L cauce (km)	Cota S (m)	Cota I (m)	Pendiente (m/m)	Pd (mm)	Po (mm)	Po' (mm)	C	I1/Id	Id (mm/h)	T (h)	I (mm/h)	Área (km2)	Q Instrucción (m3/s)	Pd' (mm)	C'	I' (mm/h)	K	Q Témez (m3/s)
1	30+150	0,78	1180	1060	0,15	129,98	6	18	0,57	9,5	5,42	0,354	90,150	0,28	4,76	129,98	0,57	90,15	1,02	4,05
2	30+250	0,26	1110	1060	0,19	129,98	9	27	0,42	9,5	5,42	0,147	138,733	0,06	1,18	129,98	0,42	138,73	1,01	0,99
3	30+500	2,46	1210	1074	0,06	129,98	8,15	24,45	0,46	9,5	5,42	1,031	50,571	2,71	20,97	126,23	0,45	49,11	1,07	17,74
4	31+650	7,17	1510	1080	0,06	129,98	10,01	30,03	0,39	9,5	5,42	2,288	31,479	24,34	98,87	117,97	0,35	28,57	1,17	79,79
5	32+200	0,18	1084	1080	0,02	129,98	14,4	43,2	0,27	9,5	5,42	0,168	130,422	0,21	2,43	129,98	0,27	130,42	1,01	2,04
6	32+900	0,38	1090	1082	0,02	129,98	11,85	35,55	0,33	9,5	5,42	0,299	98,229	1,03	11,12	129,87	0,33	98,14	1,02	9,39
7	34+400	12,06	1560	1070	0,04	129,98	18,61	55,83	0,19	9,5	5,42	3,658	23,389	23,74	35,05	118,06	0,16	21,24	1,27	28,85
8	35+550	0,88	1100	1075	0,03	129,98	9,9	29,7	0,39	9,5	5,42	0,536	72,623	0,56	5,30	129,98	0,39	72,62	1,03	4,56
9	35+750	1,32	1100	1075	0,02	129,98	13,48	40,44	0,29	9,5	5,42	0,787	58,865	4,47	25,20	124,34	0,27	56,31	1,05	20,06
10	36+200	1,71	1100	1071	0,02	129,98	13,95	41,85	0,28	9,5	5,42	0,979	52,087	2,81	13,48	126,09	0,27	50,53	1,07	11,20

T = 500 años																				
Obra	Localización	L cauce (km)	Cota S (m)	Cota I (m)	Pendiente (m/m)	Pd (mm)	Po (mm)	Po' (mm)	C	I1/Id	Id (mm/h)	T (h)	I (mm/h)	Área (km2)	Q Instrucción (m3/s)	Pd' (mm)	C'	I' (mm/h)	K	Q Témez (m3/s)
1	30+150	0,78	1180	1060	0,15	173,57	6	18	0,66	9,5	7,23	0,354	120,383	0,28	7,44	173,57	0,66	120,38	1,02	6,32
2	30+250	0,26	1110	1060	0,19	173,57	9	27	0,53	9,5	7,23	0,147	185,258	0,06	1,95	173,57	0,53	185,26	1,01	1,63
3	30+500	2,46	1210	1074	0,06	173,57	8,15	24,45	0,56	9,5	7,23	1,031	67,530	2,71	34,19	168,56	0,55	65,58	1,07	29,04
4	31+650	7,17	1510	1080	0,06	173,57	10,01	30,03	0,49	9,5	7,23	2,288	42,035	24,34	166,63	157,53	0,45	38,15	1,17	136,82
5	32+200	0,18	1084	1080	0,02	173,57	14,4	43,2	0,36	9,5	7,23	0,168	174,160	0,21	4,41	173,57	0,36	174,16	1,01	3,70
6	32+900	0,38	1090	1082	0,02	173,57	11,85	35,55	0,43	9,5	7,23	0,299	131,171	1,03	19,33	173,42	0,43	131,06	1,02	16,33
7	34+400	12,06	1560	1070	0,04	173,57	18,61	55,83	0,28	9,5	7,23	3,658	31,232	23,74	68,36	157,65	0,25	28,37	1,27	58,34
8	35+550	0,88	1100	1075	0,03	173,57	9,9	29,7	0,49	9,5	7,23	0,536	96,978	0,56	8,91	173,57	0,49	96,98	1,03	7,66
9	35+750	1,32	1100	1075	0,02	173,57	13,48	40,44	0,38	9,5	7,23	0,787	78,606	4,47	45,00	166,05	0,37	75,20	1,05	36,18
10	36+200	1,71	1100	1071	0,02	173,57	13,95	41,85	0,37	9,5	7,23	0,979	69,555	2,81	24,26	168,38	0,36	67,47	1,07	20,30

Máxima crecida ordinaria								
Obra	Localización	P2	Q2 (m³/s)	P5	Q5 (m³/s)	P10	Q10 (m³/s)	Q (m³/s)
1	30+150	0.999	0.54	0.89	1.24	0.65	1.89	1.13
2	30+250	0.999	0.08	0.89	0.24	0.65	0.40	0.22
3	30+500	0.999	1.71	0.89	4.64	0.65	7.50	4.22
4	31+650	0.999	5.61	0.89	18.94	0.65	32.44	17.16
5	32+200	0.999	-0.01	0.89	0.30	0.65	0.63	0.26
6	32+900	0.999	0.36	0.89	1.81	0.65	3.33	1.63
7	34+400	0.999	-2.45	0.89	1.57	0.65	6.45	1.24
8	35+550	0.999	0.31	0.89	1.02	0.65	1.75	0.93
9	35+700	0.999	0.27	0.89	3.46	0.65	6.91	3.09
10	36+200	0.999	0.06	0.89	1.75	0.65	3.60	1.56

APÉNDICE 4 – COMPROBACIÓN DE LAS OBRAS EXISTENTES

Datos									
Obra	Localización	Q1 (m³/s)	R (m)	L (m)	i	Ke	Tw(m)	k	n
1 2 3	30+150 30+250 30+500	0.5	0.4	10	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017
		1	0.4	10	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017
		0.8	0.4	10	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017
		0.9	0.4	10	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017
5 6	32+200 32+900	0.5	0.4	10	0.005	0.6	0.1	58.82	0.017
		1	0.4	10	0.005	0.6	0.1	58.82	0.017
		0.8	0.4	10	0.005	0.6	0.1	58.82	0.017

Régimen uniforme								Régimen crítico							
y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v(m/s)	Q2 (m³/s)	Diferencia	y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v1 (m/s)	v2 (m/s)	Diferencia
0.49	1.81	0.32	1.44	0.23	1.54	0.50	0.00	0.54	1.93	0.36	1.55	0.23	1.38	1.38	0.00
0.45	4.59	0.72	3.67	0.19	1.40	1.00	0.00	0.73	2.56	0.48	2.05	0.24	2.07	2.07	0.00
0.60	4.20	0.60	3.36	0.18	1.32	0.80	0.00	0.68	2.34	0.45	1.87	0.24	1.76	1.76	0.00
0.52	4.41	0.66	3.53	0.19	1.36	0.90	0.00	0.71	2.46	0.47	1.96	0.24	1.91	1.91	0.00
0.49	1.81	0.32	1.44	0.23	1.54	0.50	0.00	0.54	1.93	0.36	1.55	0.23	1.38	1.38	0.00
0.45	4.59	0.72	3.67	0.19	1.40	1.00	0.00	0.73	2.56	0.48	2.05	0.24	2.07	2.07	0.00
0.60	4.20	0.60	3.36	0.18	1.32	0.80	0.00	0.68	2.34	0.45	1.87	0.24	1.76	1.76	0.00

Datos								Sección llena						Control a la entrada	Comprobación	CUMPLE
Q1 (m³/s)	R (m)	L (m)	i	Ke	Tw(m)	k	n	y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v (m/s)	He (m)	He/D < 1,2	
0.5	0.4	10	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017	0.80	3.14	0.50	2.51	0.20	0.99	0.67	0.84	Si
1	0.4	10	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017	0.80	3.14	0.50	2.51	0.20	1.99	1.02	1.27	No
0.8	0.4	10	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017	0.80	3.14	0.50	2.51	0.20	1.59	0.88	1.10	SI
0.9	0.4	10	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017	0.80	3.14	0.50	2.51	0.20	1.79	0.95	1.19	SI
0.5	0.4	10	0.005	0.6	0.1	58.82	0.017	0.80	3.14	0.50	2.51	0.20	0.99	0.70	0.87	SI
1	0.4	10	0.005	0.6	0.1	58.82	0.017	0.80	3.14	0.50	2.51	0.20	1.99	1.08	1.35	No
0.8	0.4	10	0.005	0.6	0.1	58.82	0.017	0.80	3.14	0.50	2.51	0.20	1.59	0.93	1.16	SI



Máxima capacidad de las obras indicadas

Datos									
Obra	Localización	Q1 (m³/s)	R (m)	L (m)	i (m/m)	Ke	Tw(m)	k	n
8 9	35+550 35+700	0.5	0.45	10	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017
		1	0.45	10	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017
		1.5	0.45	10	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017
		1.2	0.45	10	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017

Régimen uniforme								Régimen crítico							
y (m)	α (rad)	S (m2)	Pm (m)	Rh (m)	v(m/s)	Q2 (m³/s)	Diferencia	y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v1 (m/s)	v2 (m/s)	Diferencia
0.46	1.58	0.32	1.43	0.23	1.55	0.50	0.00	0.51	1.70	0.37	1.53	0.24	1.35	1.35	0.00
0.76	2.32	0.57	2.09	0.27	1.75	1.00	0.00	0.72	2.22	0.55	1.99	0.27	1.83	1.83	0.00
0.43	4.75	0.97	4.27	0.23	1.55	1.50	0.00	0.84	2.61	0.62	2.34	0.26	2.43	2.43	0.00
0.60	4.37	0.82	3.93	0.21	1.46	1.20	0.00	0.78	2.39	0.59	2.15	0.27	2.05	2.05	0.00

Datos								Sección llena						Control a la entrada	Comprobación	CUMPLE
Q1 (m³/s)	R (m)	L (m)	i (m/m)	Ke	Tw(m)	k	n	y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v (m/s)	He (m)	He/D < 1,2	
0.5	0.45	10	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017	0.90	3.14	0.64	2.83	0.23	0.79	0.63	0.70	Si
1	0.45	10	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017	0.90	3.14	0.64	2.83	0.23	1.57	0.94	1.05	Si
1.5	0.45	10	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017	0.90	3.14	0.64	2.83	0.23	2.36	1.23	1.37	No
1.2	0.45	10	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017	0.90	3.14	0.64	2.83	0.23	1.89	1.06	1.18	Si

Máxima capacidad de las obras indicadas

Datos									
Obra	Localización	Q1 (m³/s)	R (m)	L (m)	i (m/m)	Ke	Tw(m)	k	n
7	34+400	5	1	20	0.005	0.7	0.1	35.00	0.029
		5.5	1	20	0.005	0.7	0.1	35.00	0.029
		6	1	20	0.005	0.7	0.1	35.00	0.029
		6.5	1	20	0.005	0.7	0.1	35.00	0.029
		7	1	20	0.005	0.7	0.1	35.00	0.029
		7.5	1	20	0.005	0.7	0.1	35.00	0.029
		7.8	1	20	0.005	0.7	0.1	35.00	0.029

Régimen uniforme								Régimen crítico							
y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v(m/s)	Q2 (m³/s)	Diferencia	y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v1 (m/s)	v2 (m/s)	Diferencia
1.68	2.32	2.82	4.63	0.61	1.78	5.00	0.00	1.07	1.65	1.72	3.29	0.52	2.91	2.91	0.00
1.48	4.21	3.79	8.42	0.45	1.45	5.50	0.00	1.13	1.70	1.83	3.40	0.54	3.01	3.01	0.00
1.34	4.37	4.05	8.73	0.46	1.48	6.00	0.00	1.18	1.75	1.93	3.51	0.55	3.10	3.10	0.00
1.21	4.50	4.30	9.01	0.48	1.51	6.50	0.00	1.23	1.81	2.03	3.61	0.56	3.20	3.20	0.00
1.08	4.63	4.54	9.26	0.49	1.54	7.00	0.00	1.28	1.86	2.12	3.71	0.57	3.30	3.29	0.00
0.96	4.75	4.79	9.50	0.50	1.57	7.50	0.00	1.33	1.90	2.21	3.81	0.58	3.39	3.39	0.00
0.89	4.82	4.93	9.64	0.51	1.58	7.80	0.00	1.35	1.93	2.26	3.87	0.59	3.45	3.45	0.00

Datos								Sección llena						Control a la entrada	Comprobación	CUMPLE
Q1 (m³/s)	R (m)	L (m)	i (m/m)	Ke	Tw(m)	k	n	y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v (m/s)	He (m)	He/D < 1,2	
5	1	20	0.005	0.7	0.1	35.00	0.029	2.00	3.14	3.14	6.28	0.50	1.59	1.81	0.90	Si
5.5	1	20	0.005	0.7	0.1	35.00	0.029	2.00	3.14	3.14	6.28	0.50	1.75	1.91	0.96	Si
6	1	20	0.005	0.7	0.1	35.00	0.029	2.00	3.14	3.14	6.28	0.50	1.91	2.02	1.01	Si
6.5	1	20	0.005	0.7	0.1	35.00	0.029	2.00	3.14	3.14	6.28	0.50	2.07	2.12	1.06	Si
7	1	20	0.005	0.7	0.1	35.00	0.029	2.00	3.14	3.14	6.28	0.50	2.23	2.22	1.11	Si
7.5	1	20	0.005	0.7	0.1	35.00	0.029	2.00	3.14	3.14	6.28	0.50	2.39	2.32	1.16	Si
7.8	1	20	0.005	0.7	0.1	35.00	0.029	2.00	3.14	3.14	6.28	0.50	2.48	2.38	1.19	Si



Máxima capacidad de las obras indicadas

Datos									
Obra	Localización	Q1 (m³/s)	R (m)	L (m)	i (m/m)	Ke	Tw(m)	k	n
10	36+200	20	1.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029
		21	1.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029
		22	1.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029
		23	1.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029
		24	1.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029
		25	1.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029
		24.1	1.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029

Régimen uniforme								Régimen crítico							
y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v(m/s)	Q2 (m³/s)	Diferencia	y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v1 (m/s)	v2 (m/s)	Diferencia
1.71	4.57	9.99	13.72	0.73	2.00	20.00	0.00	1.76	1.75	4.31	5.24	0.82	4.64	4.64	0.00
1.58	4.66	10.36	13.97	0.74	2.03	21.00	0.00	1.81	1.78	4.45	5.33	0.83	4.72	4.72	0.00
1.46	4.74	10.73	14.22	0.75	2.05	22.00	0.00	1.85	1.81	4.58	5.42	0.84	4.81	4.81	0.00
1.34	4.82	11.09	14.46	0.77	2.07	23.00	0.00	1.89	1.84	4.70	5.51	0.85	4.89	4.89	0.00
1.21	4.90	11.46	14.71	0.78	2.09	24.00	0.00	1.94	1.87	4.83	5.60	0.86	4.97	4.97	0.00
1.09	4.99	11.82	14.97	0.79	2.11	25.00	0.00	1.98	1.89	4.94	5.68	0.87	5.06	5.06	0.00
1.20	4.91	11.49	14.74	0.78	2.10	24.10	0.00	1.94	1.87	4.84	5.61	0.86	4.98	4.98	0.00

Datos								Sección llena						Control a la entrada	Comprobación	CUMPLE
Q1 (m³/s)	R (m)	L (m)	i (m/m)	Ke	Tw(m)	k	n	y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v (m/s)	He (m)	He/D < 1,2	
20	1.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029	3.00	3.14	7.07	9.42	0.75	2.83	3.19	1.06	Si
21	1.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029	3.00	3.14	7.07	9.42	0.75	2.97	3.28	1.09	Si
22	1.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029	3.00	3.14	7.07	9.42	0.75	3.11	3.38	1.13	Si
23	1.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029	3.00	3.14	7.07	9.42	0.75	3.25	3.48	1.16	Si
24	1.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029	3.00	3.14	7.07	9.42	0.75	3.40	3.58	1.19	Si
25	1.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029	3.00	3.14	7.07	9.42	0.75	3.54	3.67	1.22	No
24.1	1.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029	3.00	3.14	7.07	9.42	0.75	3.41	3.59	1.20	Si



Máxima capacidad de las obras indicadas

Datos									
Obra	Localización	Q1 (m³/s)	R (m)	L (m)	i (m/m)	Ke	Tw(m)	k	n
4	31+650	70	2.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029
		72	2.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029
		74	2.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029
		76	2.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029

Régimen uniforme								Régimen crítico							
y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v(m/s)	Q2 (m³/s)	Diferencia	y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v1 (m/s)	v2 (m/s)	Diferencia
3.29	4.39	25.56	21.95	1.16	2.74	70.00	0.00	2.54	1.59	10.00	7.93	1.26	7.00	7.00	0.00
3.18	4.44	26.10	22.19	1.18	2.76	72.00	0.00	2.57	1.60	10.18	8.00	1.27	7.07	7.07	0.00
3.07	4.48	26.65	22.42	1.19	2.78	74.00	0.00	2.61	1.62	10.37	8.08	1.28	7.14	7.14	0.00
2.96	4.53	27.19	22.65	1.20	2.80	76.00	0.00	2.65	1.63	10.55	8.15	1.30	7.20	7.20	0.00

Datos								Sección llena						Control a la entrada	Comprobación	CUMPLE
Q1 (m³/s)	R (m)	L (m)	i (m/m)	Ke	Tw(m)	k	n	y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v (m/s)	He (m)	He/D < 1,2	
70	2.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029	5.00	3.14	19.63	15.71	1.25	3.57	5.79	1.16	Si
72	2.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029	5.00	3.14	19.63	15.71	1.25	3.67	5.88	1.18	Si
74	2.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029	5.00	3.14	19.63	15.71	1.25	3.77	5.98	1.20	Si
76	2.5	10	0.005	0.3	0.1	35.00	0.029	5.00	3.14	19.63	15.71	1.25	3.87	6.08	1.22	No

Máxima capacidad de las obras indicadas

APÉNDICE 5 – DIMENSIONAMIENTO DE LAS NUEVAS OBRAS

TUBOS:

Obra	Localización	Datos							
		Q1 (m ³ /s)	R (m)	L (m)	i (m/m)	Ke	Tw(m)	k	n
1	30+150	4.76	0.9	12	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017
2	30+250	1.18	0.75	12	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017
5	32+200	2.43	0.75	12	0.014	0.3	0.1	58.82	0.017
8	35+550	5.30	0.9	20	0.008	0.3	0.1	58.82	0.017

T100:

Régimen uniforme								Régimen crítico							
y (m)	α (rad)	S (m ²)	Pm (m)	Rh (m)	v(m/s)	Q2 (m ³ /s)	Diferencia	y (m)	α (rad)	S (m ²)	Pm (m)	Rh (m)	v1 (m/s)	v2 (m/s)	Diferencia
1.18	1.89	1.77	3.40	0.52	2.69	4.77	0.00	1.11	1.81	1.65	3.26	0.51	2.89	2.89	0.00
0.57	1.33	0.62	2.00	0.31	1.90	1.18	0.00	0.59	1.36	0.65	2.04	0.32	1.81	1.81	0.00
0.64	1.43	0.72	2.14	0.34	3.37	2.43	0.00	0.87	1.73	1.06	2.59	0.41	2.29	2.29	0.00
1.08	1.77	1.60	3.19	0.50	3.32	5.30	0.00	1.18	1.88	1.76	3.39	0.52	3.01	3.01	0.00

Datos								Sección llena						Control a la entrada	Control a la salida		Resultado		Comprobación	CUMPLE
Q1 (m ³ /s)	R (m)	L (m)	i (m/m)	Ke	Tw(m)	k	n	y (m)	α (rad)	S (m ²)	Pm (m)	Rh (m)	v (m/s)	He (m)	μ (m)	He (m)	He (m)	Control	He/D < 1,2	
4.76	0.9	12	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017	1.80	3.14	2.54	5.65	0.45	1.87	1.66	1.46	1.66	1.66	Salida	0.92	Si
1.18	0.75	12	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017	1.50	3.14	1.77	4.71	0.38	0.67	0.81	1.05	1.02	1.02	Salida	0.68	Si
2.43	0.75	12	0.014	0.3	0.1	58.82	0.017	1.50	3.14	1.77	4.71	0.38	1.38	1.22	1.18	1.17	1.22	Salida	0.81	Si
5.30	0.9	20	0.008	0.3	0.1	58.82	0.017	1.80	3.14	2.54	5.65	0.45	2.08	1.78	1.49	1.69	1.78	Entrada	0.99	Si

TUBOS:

Obra	Localización	Datos							
		Q1 (m³/s)	R (m)	L (m)	i (m/m)	Ke	Tw(m)	k	n
1	30+150	1.89	0.9	12	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017
2	30+250	0.40	0.75	12	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017
5	32+200	0.63	0.75	12	0.014	0.3	0.1	58.82	0.017
8	35+550	1.75	0.9	20	0.08	0.3	0.1	58.82	0.017

T10:

Régimen uniforme								Régimen crítico							
y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v(m/s)	Q2 (m³/s)	Diferencia	y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v1 (m/s)	v2 (m/s)	Diferencia
0.68	1.32	0.88	2.38	0.37	2.14	1.89	0.00	0.69	1.33	0.89	2.39	0.37	2.12	2.12	0.00
0.33	0.98	0.29	1.46	0.20	1.41	0.41	0.00	0.34	1.00	0.30	1.49	0.20	1.33	1.33	0.00
0.32	0.96	0.27	1.44	0.19	2.30	0.63	0.00	0.43	1.13	0.42	1.69	0.25	1.51	1.51	0.00
0.32	0.88	0.31	1.58	0.20	5.63	1.75	0.00	0.66	1.30	0.84	2.34	0.36	2.07	2.07	0.00

Datos								Sección llena						Control a la entrada	Control a la salida		Resultado		Comprobación	CUMPLE
Q1 (m³/s)	R (m)	L (m)	i (m/m)	Ke	Tw(m)	k	n	y (m)	α (rad)	S (m²)	Pm (m)	Rh (m)	v (m/s)	He (m)	μ (m)	He (m)	He (m)	Control	He/D < 1,2	
1.89	0.9	12	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017	1.80	3.14	2.54	5.65	0.45	0.74	0.98	1.24	1.22	1.22	Salida	0.68	Si
0.40	0.75	12	0.005	0.3	0.1	58.82	0.017	1.50	3.14	1.77	4.71	0.38	0.23	0.46	0.92	0.87	0.87	Salida	0.58	Si
0.63	0.75	12	0.014	0.3	0.1	58.82	0.017	1.50	3.14	1.77	4.71	0.38	0.36	0.58	0.96	0.81	0.81	Salida	0.54	Si
1.75	0.9	20	0.08	0.3	0.1	58.82	0.017	1.80	3.14	2.54	5.65	0.45	0.69	0.94	1.23	-0.33	0.94	Entrada	0.52	Si

MARCOS:

Obra	Localización	Datos								
		Q1 (m3/s)	Ancho (m)	Alto (m)	L (m)	i (m/m)	Ke	Tw(m)	k	n
3	30+500	20.97	3.00	2.50	12	0.003	0.2	0.1	58.82	0.017
6	32+900	11.12	2.50	2.00	18	0.005	0.2	0.1	58.82	0.017
9	35+700	25.20	3.00	3.00	20	0.01	0.2	0.1	58.82	0.017
10	36+200	13.48	2.50	2.00	22	0.02	0.2	0.1	58.82	0.017

T100:

Régimen uniforme							Régimen crítico						
y (m)	S (m2)	Pm (m)	Rh (m)	v(m/s)	Q2 (m3/s)	Diferencia	y (m)	S (m2)	Pm (m)	Rh (m)	v1 (m/s)	v2 (m/s)	Diferencia
2.31	6.93	7.62	0.91	3.02	20.97	0.00	1.71	5.12	5.92	0.87	4.09	4.09	0.00
1.41	3.52	5.31	0.66	3.16	11.12	0.00	1.26	3.16	4.53	0.70	3.52	3.52	0.00
1.67	5.01	6.34	0.79	5.03	25.20	0.00	1.93	5.79	6.86	0.84	4.35	4.35	0.00
0.97	2.43	4.44	0.55	5.56	13.48	0.00	1.44	3.59	4.87	0.74	3.75	3.75	0.00

Sección llena					Control a la entrada	Control a la salida		Resultado		Comprobación	CUMPLE
y (m)	S (m2)	Pm (m)	Rh (m)	v (m/s)	He (m)	μ (m)	He (m)	He (m)	Control	He/D < 1,2	
2.50	7.50	8.00	0.94	2.80	2.73	2.10	2.58	2.73	Entrada	1.09	Si
2.00	5.00	6.50	0.77	2.22	2.02	1.63	1.88	2.02	Entrada	1.01	Si
3.00	9.00	9.00	1.00	2.80	3.09	2.47	2.79	3.09	Entrada	1.03	Si
2.00	5.00	6.50	0.77	2.70	2.30	1.72	1.79	2.30	Entrada	1.15	Si

MARCOS:

Obra	Localización	Datos								
		Q1 (m3/s)	Ancho (m)	Alto (m)	L (m)	i (m/m)	Ke	Tw(m)	k	n
3	30+500	7.50	3.00	2.50	12	0.003	0.2	0.1	58.82	0.017
6	32+900	3.33	2.50	2.00	18	0.005	0.2	0.1	58.82	0.017
9	35+700	6.91	3.00	3.00	20	0.01	0.2	0.1	58.82	0.017
10	36+200	3.60	2.50	2.00	22	0.02	0.2	0.1	58.82	0.017

T10:

Régimen uniforme							Régimen crítico						
y (m)	S (m2)	Pm (m)	Rh (m)	v(m/s)	Q2 (m3/s)	Diferencia	y (m)	S (m2)	Pm (m)	Rh (m)	v1 (m/s)	v2 (m/s)	Diferencia
1.06	3.19	5.13	0.62	2.35	7.50	0.00	0.86	2.58	4.22	0.61	2.91	2.91	0.00
0.59	1.47	3.68	0.40	2.26	3.33	0.00	0.57	1.41	3.13	0.45	2.36	2.36	0.00
0.66	1.98	4.32	0.46	3.49	6.91	0.00	0.81	2.44	4.63	0.53	2.83	2.83	0.00
0.39	0.97	3.28	0.30	3.70	3.60	0.00	0.60	1.49	3.19	0.47	2.42	2.42	0.00

Sección llena					Control a la entrada	Control a la salida		Resultado		Comprobación	CUMPLE
y (m)	S (m2)	Pm (m)	Rh (m)	v (m/s)	He (m)	μ (m)	He (m)	He (m)	Control	He/D < 1,2	
2.50	7.50	8.00	0.94	1.00	1.38	1.68	1.71	1.71	Entrada	0.68	Si
2.00	5.00	6.50	0.77	0.67	0.91	1.28	1.22	1.22	Entrada	0.61	Si
3.00	12.00	10.00	1.20	2.92	3.28	2.49	3.02	3.28	Entrada	1.09	Si
3.00	9.00	9.00	1.00	0.77	1.30	1.91	1.75	1.75	Entrada	0.58	Si
2.00	5.00	6.50	0.77	0.72	0.95	1.30	0.89	0.95	Entrada	0.48	Si

APÉNDICE 6 – MEDIDAS PREVENTIVAS ANTE LA EROSIÓN LOCALIZA

TUBOS:

Obra	Localización	Erosión localizada							
		e (m)	Caudal específico	δ/D	δ	Altura a la salida	Nivel	Rastrillo vertical	Solución
1	30+150	1,214	0,35	0,42	0,76	1,11	Alto	0,3	Solera de hormigón de 4,2 m +Rastrillo vertical de 0,3 m
2	30+250	0,711	0,14	0,2	0,3	0,59	Alto	0,18	Solera de hormigón de 4,1 m + Rastrillo vertical de 0,2 m
5	32+200	0,933	0,28	0,35	0,53	0,87	Alto	0,23	Solera de hormigón de 1,7 m +Rastrillo vertical de 0,25 m
8	35+550	1,264	0,39	0,5	0,9	1,08	Alto	0,32	Solera de hormigón de 2,0 m +Rastrillo vertical de 0,35 m

MARCOS:

Obra	Localización	Erosión localizada							
		e	Caudal específico	δ/H	δ	Altura a la salida	Nivel	Rastrillo vertical	Solución
3	30+500	4,59	0,56	0,64	1,6	2,31	Alto	1,15	Solera de hormigón de 4,0 m + Escollera de 8,2 m
6	32+900	3,55	0,50	0,61	1,22	1,41	Alto	0,89	Solera de hormigón de 2,8 m + Escollera de 6,0 m
9	35+700	5,03	0,52	0,62	1,86	2,08	Alto	1,26	Solera de hormigón de 3,5 m + Escollera de 7,8 m
10	36+200	3,81	0,61	0,7	1,4	0,97	Medio	2,67	Solera de hormigón de 2,4 m + Escollera de 6,10 m

APÉNDICE 7 – CÁLCULO DE LA CLASE DE TUBOS

El cálculo de la clase de tubo necesario en las obras 1 (PK 30+150), 2 (PK 30+250) , 5 (PK 32+200) y 8 (PK 35+550) se ha realizado con la ficha de cálculo de terraplén de ATHA (Asociación de fabricantes de tubos de hormigón armado).

Los datos de entrada de esta ficha de cálculo son:

- Diámetro interior del tubo, D_i (mm).
- Espesor del tubo, E_s (mm).
- Altura de tierra sobre la clave del tubo, h_r (m).
- Tipo de apoyo.
- Razón de proyección, η . Es la relación entre la altura lateral del tubo expuesta a la zona compactada y el diámetro exterior.
- Carga puntual (t) y distancia (m).
- Carga distribuida (t/m^2).
- Tipo de terreno.
- Tráfico automovilístico.
- Tráfico ferroviario.
- Tráfico aeronaves.
- Tipo de base.

En todas las obras se ha establecido que el tipo de apoyo es A (apoyo en hormigón 120°). La razón de proyección se ha calculado obteniéndose un valor de 0.5. Únicamente se ha considerado la carga debida al peso de la tierra por encima de la clave del tubo, por lo que la carga puntual y la distribuida se han considerado cero. El tipo de terreno en la zona de estudio se considera que es arena arcillosa. Se considera que el tráfico automovilístico es de triple eje de 60 t, siendo el tráfico ferroviario y el tráfico de aeronaves inexistentes. Por último se ha considerado que el tipo de base es suelo natural ordinario.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para estas obras siguiendo el siguiente orden:

- Obra 1 (PK 30+150).
- Obra 2 (PK 30+250).
- Obra 5 (PK 32+200).
- Obra 8 (PK 35+550).

APÉNDICE 8 – RESULTADOS NUMÉRICOS HEC- RAS

LEYENDA	
Reach:	Extensión
River Sta:	Sección transversal
Profile:	Perfil
Q Total:	Caudal total en la sección (m3/s)
Min Ch El:	Cota mínima del canal principal (m)
W.S. Elev:	Cota de la lámina de agua (m)
Crit W.S.:	Cota de la lámina de agua para el calado crítico (m)
E.G. Elev:	Cota de la línea de energía (m)
E.G. Slope:	Pendiente de la línea de energía (m/s)
Vel Chnl:	Velocidad media del flujo en el canal principal (m/s)
Flow Area:	Área total del flujo activo (m2)
Top Width:	Ancho superficial del canal principal (m)
Froude # Chl:	Número de Froude para el canal principal

8.1. ARROYO DE RAMBLA SECA

8.2. ARROYO DE FRONTINA

APÉNDICE 9 – SALIDAS GRÁFICAS HEC-RAS

LEYENDA	
EG:	Cota de la línea de energía para T10, T100 y T500 (m)
Crit:	Cota de la lámina de agua para el calado crítico para T10, T100 y T500 (m)
WS:	Cota de la lámina de agua para T10, T100 y T500 (m)
Ground:	Terreno

9.1. ARROYO DE RAMBLA SECA

9.2. ARROYO DE FRONTINA

APÉNDICE 10 – ESTUDIO DE LA ODT EN EL ARROYO DE FRONTINA

10.1. – CÁLCULO A TRAVÉS DE LA INSTRUCCIÓN

DIMENSIONAMIENTO:

Obra	Localización	Datos								
		Q1 (m3/s)	Ancho (m)	Alto (m)	L (m)	i (m/m)	Ke	Tw(m)	k	n
7	34+400	35.05	4.00	3.00	50	0.009	0.2	0.1	58.82	0.017

T100:

Régimen uniforme							Régimen crítico						
y (m)	S (m2)	Pm (m)	Rh (m)	v(m/s)	Q2 (m3/s)	Diferencia	y (m)	S (m2)	Pm (m)	Rh (m)	v1 (m/s)	v2 (m/s)	Diferencia
1.67	6.69	7.34	0.91	5.24	35.05	0.00	1.99	7.94	6.97	1.14	4.41	4.41	0.00

Sección llena					Control a la entrada	Control a la salida		Resultado		Comprobación	CUMPLE
y (m)	S (m2)	Pm (m)	Rh (m)	v (m/s)	He (m)	μ (m)	He (m)	He (m)	Control	He/D < 1,2	
3.00	12.00	10.00	1.20	2.92	3.18	2.49	2.93	3.18	Entrada	1.06	Si

T10:

Régimen uniforme							Régimen crítico						
y (m)	S (m2)	Pm (m)	Rh (m)	v(m/s)	Q2 (m3/s)	Diferencia	y (m)	S (m2)	Pm (m)	Rh (m)	v1 (m/s)	v2 (m/s)	Diferencia
0.63	2.53	5.26	0.48	2.55	6.45	0.00	0.64	2.57	4.28	0.60	2.51	2.51	0.00

Sección llena					Control a la entrada	Control a la salida		Resultado		Comprobación	CUMPLE
y (m)	S (m2)	Pm (m)	Rh (m)	v (m/s)	He (m)	μ (m)	He (m)	He (m)	Control	He/D < 1,2	
3.00	12.00	10.00	1.20	0.54	1.03	1.82	1.78	1.78	Entrada	0.59	Si

MEDIDA PREVENTIVA ANTE LA EROSIÓN LOCALIZADA:

Obra	Localización	Erosión localizada								
		e	Caudal específico	δ/H	δ	Altura a la salida	Nivel	Rastrillo vertical	Solución	
7	34+400	5,56	0,54	0,63	1,89	2,08	Alto	1,39	Solera de hormigón de 3,8 m+ Escollera de 5,2 m	

10.2. – CÁLCULO A TRAVÉS DE HEC-RAS

LEYENDA	
EG:	Cota de la línea de energía para T10, T100 y T500 (m)
Crit:	Cota de la lámina de agua para el calado crítico para T10, T100 y T500 (m)
WS:	Cota de la lámina de agua para T10, T100 y T500 (m)
Ground:	Terreno

APÉNDICE 11 – ANÁLISIS DE SOCAVACIONES EN LAS DISTINTAS ALTERNATIVAS DE PUENTES

LEYENDA	
WS:	Cota de la lámina de agua para T100 (m)
Ground:	Terreno
Contr Scour:	Erosión por contracción (m)
Total Scour:	Erosión total (m)
Contraction Scour:	Socavación por contracción (m)
Pier Scour:	Socavación en la pila (m)
Abutment Scour:	Socavación en los estribos (m)
Combined Scour Depths	Profundidades de socavación combinadas (m)
Ys:	Socavación máxima (m)
Vc:	Velocidad (m/s)
Equation:	Ecuación empleada en el cálculo
Ve:	Velocidad (m/s)
Froude #:	Número de Froude
Left:	Margen izquierda
Channel:	Canal principal
Right:	Margen derecha

11.1. – ALTERNATIVA 1

11.1. – ALTERNATIVA 2

11.3. – ALTERNATIVA 3

APÉNDICE 12 – PLANOS
