



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA SUPRESION DEL PASO A NIVEL DE LA ESTACION DE BEDIA Y NUEVO APARCAMIENTO

BEDIAKO GELTOKIAN TRENBIDE-PASAGUNEA EZABATZEKO ETA APARKALEKU BERRIA EGITEKO ERAIKUNTZA PROIEKTUA



ANEJO 7: ESTUDIO HIDROLOGICO Y DRENAJE

7. ERANSKINA: HIDROLOGIA ETA DRENAJEA

FEBRERO, 2021eko. OTSAILA

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA SUPRESION DEL PASO A NIVEL DE LA ESTACION DE BEDIA Y NUEVO APARCAMIENTO

ANEJO Nº 7: HIDROLOGIA Y DRENAJE

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. ESTUDIO HIDROLÓGICO	2
2.1. INTRODUCCIÓN	2
2.2. FASES DEL ESTUDIO DE HIDROLOGÍA.....	2
2.3. DETERMINACIÓN DE LAS CUENCAS	2
2.4. DETERMINACIÓN DE LA MÁXIMA PRECIPITACIÓN DIARIA.....	2
2.4.1. Frecuencia de presentación de aguaceros	3
2.4.2. Obtención de las curvas intensidad-duración	4
2.4.3. Datos pluviométricos	4
2.5. DETERMINACIÓN DE LOS CAUDALES DE DISEÑO	17
2.5.1. Determinación de la intensidad de precipitación.....	17
2.5.2. Determinación del Tiempo de Concentración	19
2.5.3. Determinación del Coeficiente de Escorrentía.....	21
2.5.4. Determinación del coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.....	22
3. ELEMENTOS DE DRENAJE	24
3.1. OBRAS DE CONDUCCIÓN	24
3.2. COLECTORES.....	24
3.3. DRENAJE SOSTENIBLE	24
3.4. CUNETAS	24
3.5. DRENES SUBTERRÁNEOS	25
3.6. CANALETAS Y BAJNTES	25
3.7. FOSOS ASCENSOR.....	25

1. INTRODUCCIÓN

El objeto del presente Anejo es la descripción del proceso de diseño y dimensionamiento de los diversos elementos de drenaje de las aguas superficiales proyectadas para este Proyecto. Cada uno de dichos elementos cumple una función diferente dentro del esquema general.

El primer paso consiste en la determinación de los caudales de diseño, los cuales han sido calculados para los diversos elementos que componen el drenaje, considerando diferentes periodos de retorno, según la importancia de los daños que ocasionaría una potencial insuficiencia de los mismos durante una avenida. Posteriormente se diseñan y dimensionan dichos elementos de drenaje con criterios de funcionalidad, durabilidad y mantenimiento prácticamente nulo.

Los caudales de diseño se obtienen a partir de datos de precipitación y de las características de las cuencas vertientes, según el método que se describe a continuación, y que es el recogido en la Instrucción 5.2-IC "Drenaje superficial".

Indicar que el cálculo hidráulico se ha realizado teniendo en cuenta las cuencas que afectan directamente a la plataforma en la zona donde se proyecta el desdoblamiento ferroviario.

2. ESTUDIO HIDROLÓGICO

2.1. INTRODUCCIÓN

El estudio hidrológico se realiza debido a la necesidad de determinar los caudales de diseño en base a los que se procede a dimensionar los elementos de recogida y evacuación, el drenaje y la restitución de la continuidad de los cauces naturales.

Se estudiarán aquellos aspectos relativos al régimen de precipitaciones para calcular los caudales de diseño y se procederá a la determinación de las características de las cuencas interceptadas por el trazado proyectado.

2.2. FASES DEL ESTUDIO DE HIDROLOGÍA

El estudio realizado se puede dividir en las siguientes fases, a través de las cuales se han ido concretando los condicionantes, criterios y métodos de cálculo.

En primer lugar, se delimitan y determinan las superficies de las cuencas que se generan en la nueva configuración de las instalaciones de la estación de Bedia tras su remodelación, así como las características físicas principales (pendientes, longitudes de recorrido y tiempos de concentración). Posteriormente, se estudian las características de infiltración y escorrentía de las diferentes cuencas.

A continuación, se determinan las precipitaciones máximas probables diarias asociadas a los diversos periodos de retorno considerados además de realizar una verificación estadística de la validez de los datos obtenidos.

Por último, se realiza la aplicación de las fórmulas de obtención de los caudales punta de las cuencas interceptadas por medio del método de cálculo seleccionado.

2.3. DETERMINACIÓN DE LAS CUENCAS

En primer lugar, se han identificado, sobre la cartografía a escala 1/1.000, todos los posibles cursos de agua, así como sus cuencas receptoras. También se ha analizado la superficie del aparcamiento proyectado para tratar de dar pendientes de manera que no se acumule agua en ninguna zona del pavimento.

El caudal recogido por la red de drenaje a diseñar es el aportado por la propia calzada en función de los peraltes de la misma y de las pendientes longitudinales y las cuencas de aportación diseñadas, así como la cubierta del edificio de viajeros y la pasarela peatonal.

2.4. DETERMINACIÓN DE LA MÁXIMA PRECIPITACIÓN DIARIA

Dado que no se dispone de aforos en los cauces en estudio se utiliza un modelo matemático para relacionar la precipitación y escorrentía en la cuenca vertiente y obtener, de esta

manera, los hidrogramas correspondientes a lluvias con distintos periodos de retorno. En concreto, se consideran los períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 100, 250, 500 y 1000 años.

El proceso de obtención de caudales de diseño en la zona del proyecto se realiza en tres fases:

1. Análisis de frecuencia de presentación de aguaceros.
2. Obtención de curvas intensidad-duración de precipitación.
3. Determinación de caudales recurrentes.

En los apartados siguientes se describen los trabajos necesarios para completar cada una de estas fases.

2.4.1. Frecuencia de presentación de aguaceros

El problema que se plantea es la determinación de la probabilidad de presentación de un aguacero, en función de su intensidad media, para una duración dada. Para ello se sigue la aproximación clásica de ajustar las máximas intensidades anuales registradas para distintas duraciones, dentro del rango de interés, a una ley teórica de probabilidad que generalmente, como en este caso, es la denominada ley de Gumbel, que corresponde a la siguiente expresión.

$$P = e^{-e^{-\lambda(I-I_0)}}$$

donde P es la probabilidad anual de que no se supere la intensidad I, y, λ e I_0 son los parámetros de ajuste.

De acuerdo con la práctica habitual, los valores de la probabilidad se traducen en términos de periodo de retorno (T). El periodo de retorno, expresado en años, se define por la relación:

$$T = \frac{1}{1 - P}$$

Para realizar los ajustes a cualquier ley probabilística extrema, se debe asignar una probabilidad de ocurrencia a cada valor máximo anual registrado. Esta probabilidad se asigna en función del número de orden que ocupa cada registro en una tabla de valores crecientes y del número total. Con este fin se pueden utilizar diversas fórmulas, si bien todas ellas conducen a valores muy similares, salvo en el caso de que se disponga de muy pocos registros. En este caso se ha utilizado la fórmula de Beard según la cual:

$$P = P_1 + \frac{(j-1)(1-2P_1)}{n-1}$$

Siendo

$$P_1 = 1 - 0,5^{\frac{1}{n}}$$

Estas fórmulas son válidas para $j < 0,5n$. Si n es impar, al valor central se le asigna probabilidad 0,5 y para $j > 0,5n$, las probabilidades correspondientes se calculan como:

$$P_{n-j+1} = 1 - P_j$$

2.4.2. Obtención de las curvas intensidad-duración

Estas curvas relacionan, para un determinado periodo de retorno, la máxima intensidad media de lluvia con su duración. Para obtenerlas se debe disponer de datos de intensidades máximas anuales correspondientes a una serie de duraciones cortas.

Este tipo de información no se puede obtener de la mayoría de las estaciones pluviométricas que sólo registran la altura de precipitación total caída en 24 horas, por lo que en estos análisis se utilizan exclusivamente los datos correspondientes al observatorio meteorológico de Sondika, por ser el único en la zona en estudio que dispone de registros de intensidades en periodos cortos.

A continuación, los pares de valores intensidad-duración correspondientes a cada periodo de retorno se ajustan, por mínimos cuadrados a curvas del tipo:

$$I = \alpha t^{-\beta}$$

donde α y β son los parámetros de ajuste.

2.4.3. Datos pluviométricos

Los datos pluviométricos que se utilizan provienen, como ya se ha dicho, del observatorio meteorológico de Sondika y consisten en los valores máximos anuales de la intensidad media de lluvia para diferentes duraciones. Los datos de que se dispone pertenecen a un periodo de 50 años, de los cuales, 28 corresponden a años anteriores a 1.980, aunque sin especificar el año en concreto, y los restantes valores pertenecen al periodo 1.980-2.003. Las duraciones de lluvia consideradas son 1, 6, 12 y 24 horas.

2.4.3.1. Intensidades máximas anuales registradas

TABLA DE INTENSIDADES MEDIAS MÁXIMAS ANUALES (en mm/hora)				
AÑO	DURACION			
	1 hora	6 horas	12 horas	24 horas
	8,1	3,20	1,91	1,13
	8,5	3,30	2,03	1,28
	9,2	3,63	2,46	1,31
	9,7	4,08	2,51	1,64
	11,0	4,18	2,57	1,65
	11,3	4,35	2,58	1,66
	11,9	4,35	2,72	1,82
	12,2	4,55	3,03	1,87
	12,7	4,70	3,03	1,88
	14,8	4,73	3,11	1,90
	14,8	4,80	3,81	2,02
	15,8	5,13	3,88	2,14
	16,0	5,15	4,04	2,24
	16,4	5,38	4,04	2,25
	17,2	5,75	4,20	2,29
	17,2	5,80	4,21	2,35
	19,0	6,68	4,22	2,49
	19,3	6,73	4,25	2,50
	20,4	6,83	4,54	2,64
	21,3	6,98	4,65	2,65
	22,9	7,35	4,74	2,80
	25,3	8,02	4,86	2,84
	25,4	9,17	5,28	2,87
	25,5	9,55	5,28	2,88
	27,5	9,78	5,85	3,36

TABLA DE INTENSIDADES MEDIAS MÁXIMAS ANUALES (en mm/hora)				
AÑO	DURACIÓN			
	1 hora	6 horas	12 horas	24 horas
	27,7	10,22	6,24	3,38
	42,2	11,10	6,76	3,87
	56,4	13,52	7,06	4,10
	64,7	25,45	13,36	11,53
80	15,7	4,50	3,50	2,50
81	14,9	8,60	2,80	2,40
82	9,1	3,90	2,70	2,20
85	14,2	5,00	3,50	1,70
86	28,4	6,00	3,00	2,60
87	19,2	5,60	3,10	2,60
88	11,4	4,20	3,70	1,90
89	18,2	8,20	5,80	3,10
90	24,0	5,60	3,20	2,30
91	20,0	6,20	5,00	3,00
92	19,4	7,00	3,70	2,70
93	14,4	7,20	4,70	2,70
94	23,3	7,80	5,00	2,50
95	15,0	7,10	3,70	2,20
96	29,6	6,20	4,40	2,90
97	18,2	5,60	3,60	2,30
98	12,7	5,10	4,8	3,30
99	10,0	3,70	2,10	1,30
00	13,3	4,70	2,90	1,70
01	19,9	5,00	2,70	1,60
02	20,2	6,00	5,60	3,90
03	14,8	3,40	2,20	1,40

Intensidades máximas anuales. Valores ordenados

TABLA DE INTENSIDADES MÁXIMAS ANUALES				
VALORES ORDENADOS (en mm/hora)				
Nº	DURACIÓN			
	1 hora	6 horas	12 horas	24 horas
1	8,1	3,2	1,9	1,1
2	8,5	3,3	2,0	1,3
3	9,1	3,4	2,1	1,3
4	9,2	3,6	2,2	1,3
5	9,7	3,7	2,5	1,4
6	10,0	3,9	2,5	1,6
7	11,0	4,1	2,6	1,6
8	11,3	4,2	2,6	1,7
9	11,4	4,2	2,7	1,7
10	11,9	4,4	2,7	1,7
11	12,2	4,4	2,7	1,8
12	12,6	4,6	2,8	1,9
13	12,7	4,7	2,9	1,9
14	12,7	4,7	3,0	1,9
15	13,3	4,7	3,0	1,9
16	14,2	4,8	3,1	2,0
17	14,4	4,8	3,2	2,1
18	14,8	5,0	3,3	2,2
19	14,8	5,0	3,3	2,2
20	14,8	5,0	3,5	2,2
21	14,9	5,1	3,5	2,3
22	15,0	5,1	3,6	2,3
23	15,7	5,2	3,6	2,3
24	15,8	5,4	3,7	2,3
25	16,0	5,4	3,8	2,4

TABLA DE INTENSIDADES MÁXIMAS ANUALES				
VALORES ORDENADOS (en mm/hora)				
Nº	DURACIÓN			
	1 hora	6 horas	12 horas	24 horas
26	16,4	5,6	3,9	2,4
27	17,2	5,6	4,0	2,5
28	17,2	5,6	4,0	2,5
29	18,2	5,8	4,2	2,5
30	19,0	5,8	4,2	2,5
31	19,2	6,0	4,2	2,6
32	19,3	6,0	4,3	2,6
33	19,4	6,2	4,3	2,6
34	19,9	6,2	4,4	2,7
35	20,0	6,7	4,5	2,7
36	20,2	6,7	4,7	2,7
37	20,4	6,8	4,7	2,8
38	21,3	7,0	4,7	2,8
39	22,9	7,0	4,8	2,9
40	23,3	7,2	4,9	2,9
41	24,0	7,4	5,0	2,9
42	25,3	7,8	5,0	3,0
43	25,4	8,0	5,3	3,1
44	25,5	8,2	5,3	3,3
45	27,5	9,2	5,6	3,3
46	27,7	9,6	5,8	3,4
47	28,4	9,8	5,9	3,4
48	29,6	10,2	6,2	3,9
49	42,2	11,1	6,8	3,9
50	56,4	13,5	7,1	4,1

2.4.3.2. Ajustes a la ley de Gumbel

Los ajustes a la ley de Gumbel de las intensidades máximas anuales se realizan mediante el método de los mínimos cuadrados, obteniéndose los siguientes valores de los parámetros:

Parámetros de ajuste a la ley de Gumbel		
Duración	λ	I_0
1 hora	0,14738	14,59
6 horas	0,57480	5,03
12 horas	0,98228	3,35
24 horas	1,77482	2,08

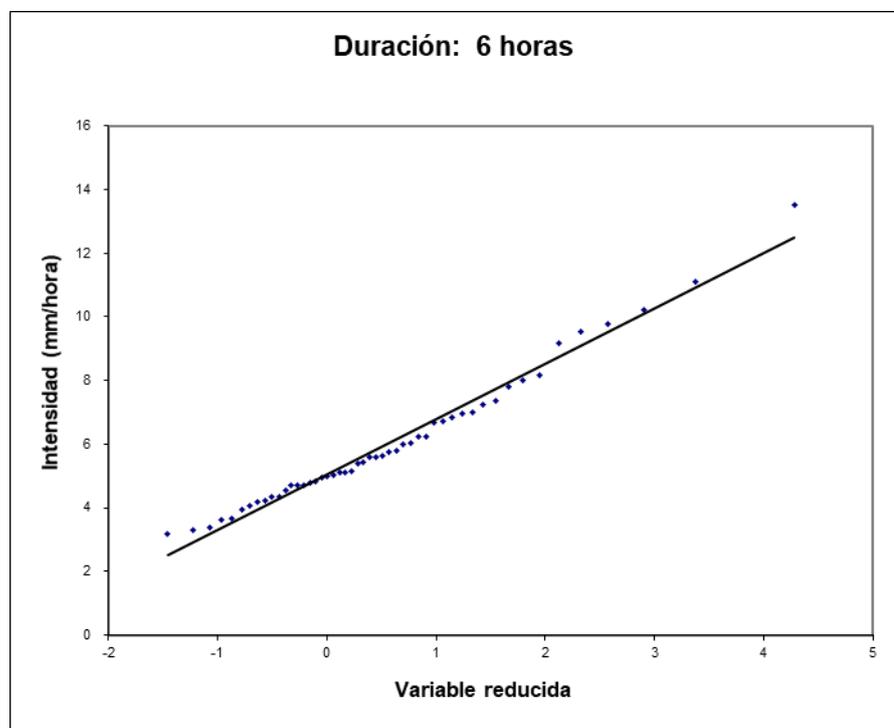
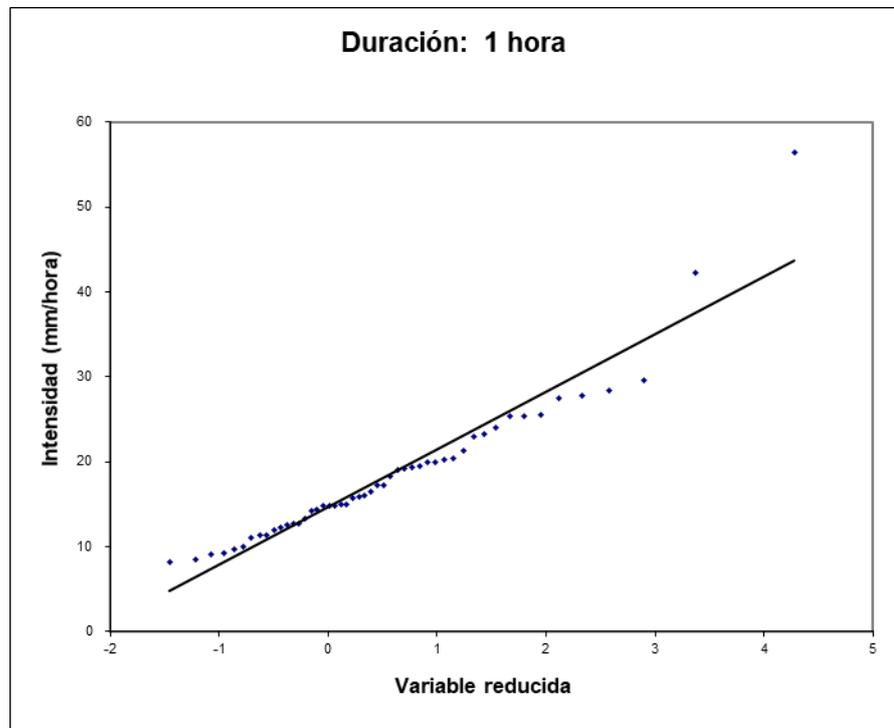
En los apartados siguientes se incluye una tabla de intensidades correspondientes a las duraciones consideradas y periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 250 y 500 años, y los gráficos de los ajustes. En estos gráficos se representa en abscisas una variable reducida cuya relación con la probabilidad es $y = -\ln(-\ln P)$, de forma que la función ajustada aparece como una recta.

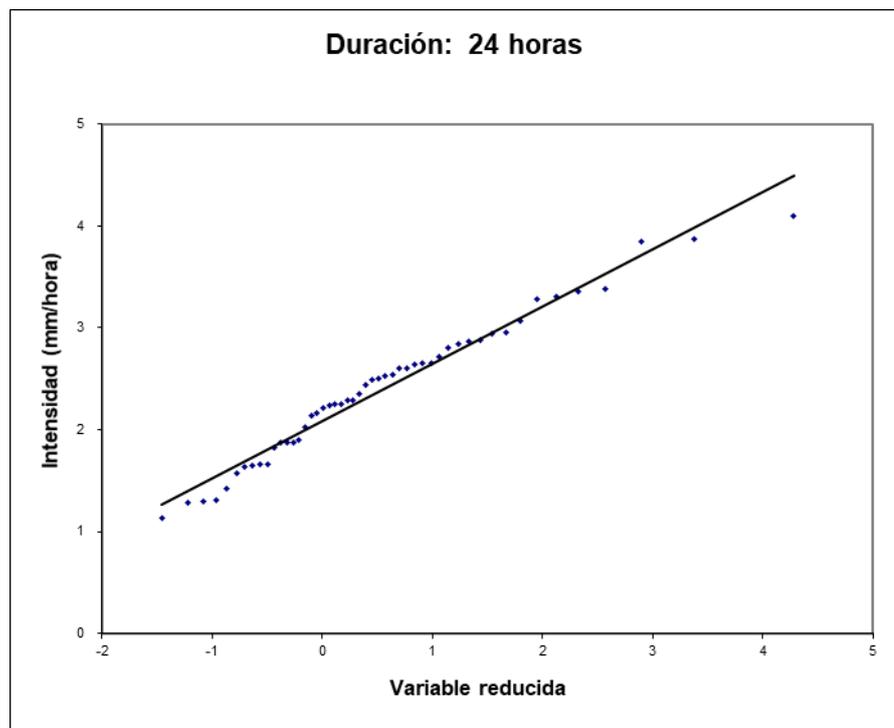
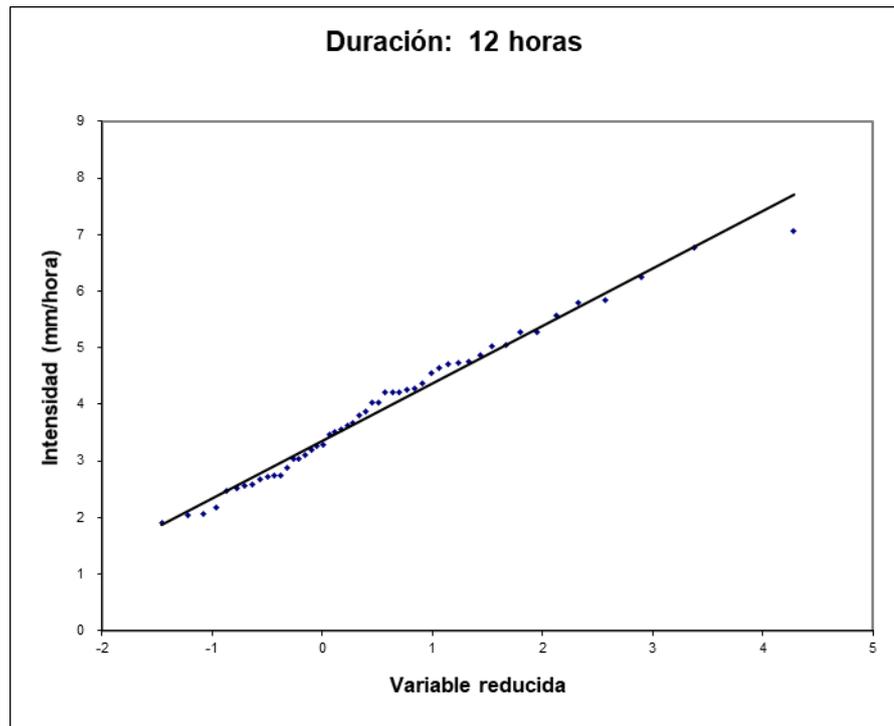
2.4.3.3. Tabla de resultados numéricos

Utilizando los valores de los parámetros ajustados se obtienen los siguientes valores:

INTENSIDADES PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO (mm)				
T (años)	DURACIÓN			
	1 hora	6 horas	12 horas	24 horas
2	17,08	5,68	3,73	2,29
5	24,77	7,65	4,88	2,93
10	29,86	8,95	5,64	3,35
25	36,29	10,60	6,61	3,89
50	41,07	11,83	7,33	4,28
100	45,80	13,04	8,04	4,68
250	52,04	14,64	8,97	5,19
500	56,75	15,85	9,68	5,59

2.4.3.4. Gráficos de los ajustes





2.4.3.5. Ajuste de las curvas intensidad-duración

De acuerdo con la metodología previamente expuesta, los pares de valores intensidades máximas-duración obtenidos para cada periodo de retorno mediante las fórmulas de recurrencia se ajustan a funciones del tipo:

$$I = \alpha t^{-\beta}$$

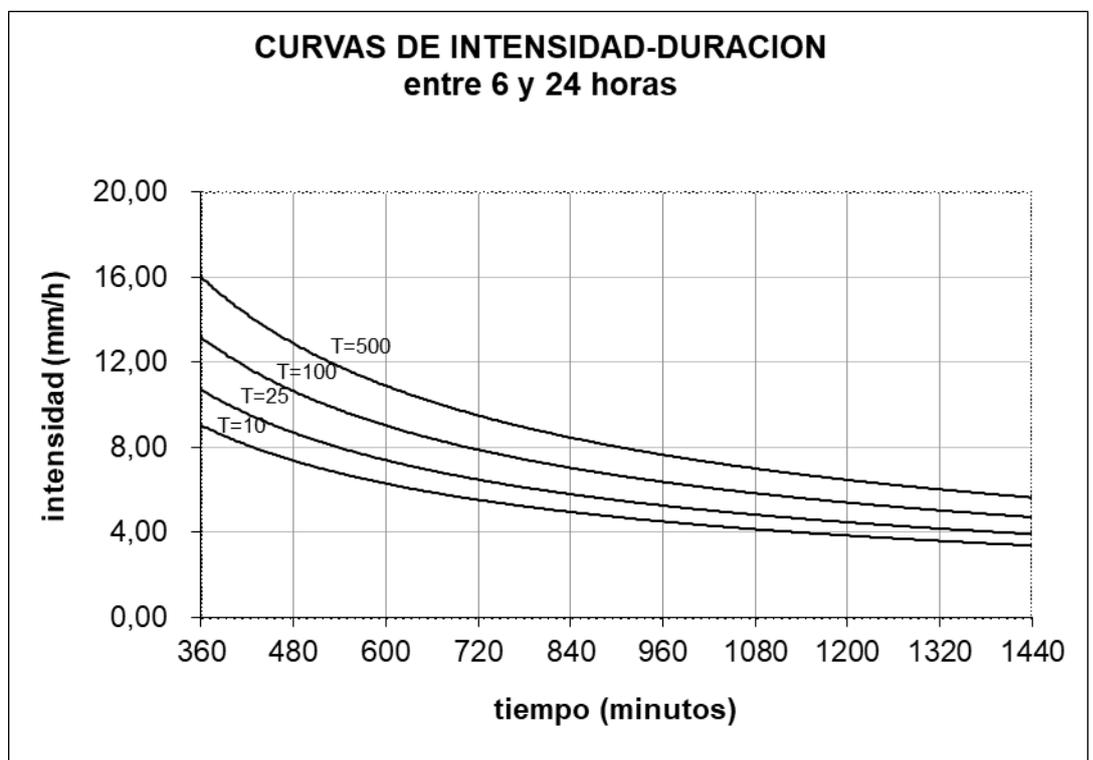
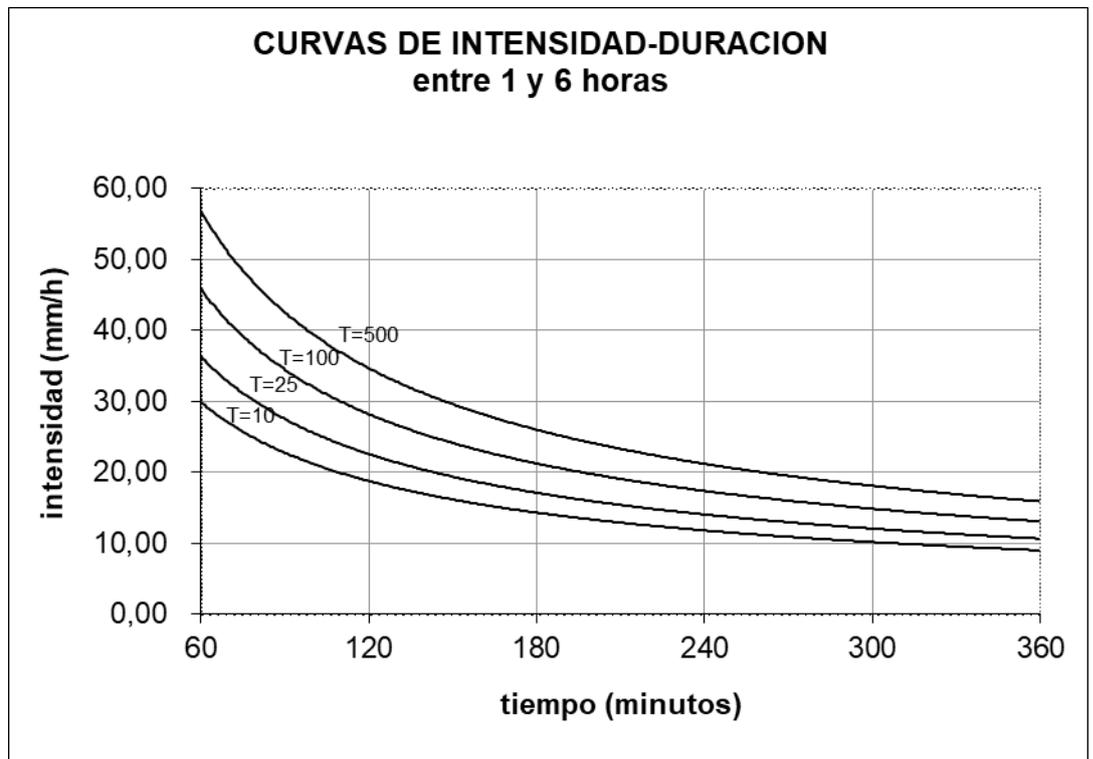
Los valores de los parámetros resultantes de los ajustes, que como en el caso anterior se realizan mediante el método de los mínimos cuadrados, se resumen en la tabla siguiente. Estos valores son tales que, al aplicar las fórmulas, las duraciones deben expresarse en minutos para obtener las intensidades de lluvia en mm/hora.

Parámetros de ajuste de las curvas ID		
Periodo de retorno	α	β
2 años	224,94	0,62709
5 años	383,92	0,66707
10 años	495,17	0,68356
25 años	639,84	0,69847
50 años	749,22	0,70680
100 años	859,05	0,71350
250 años	1005,08	0,72061
500 años	1116,18	0,72502

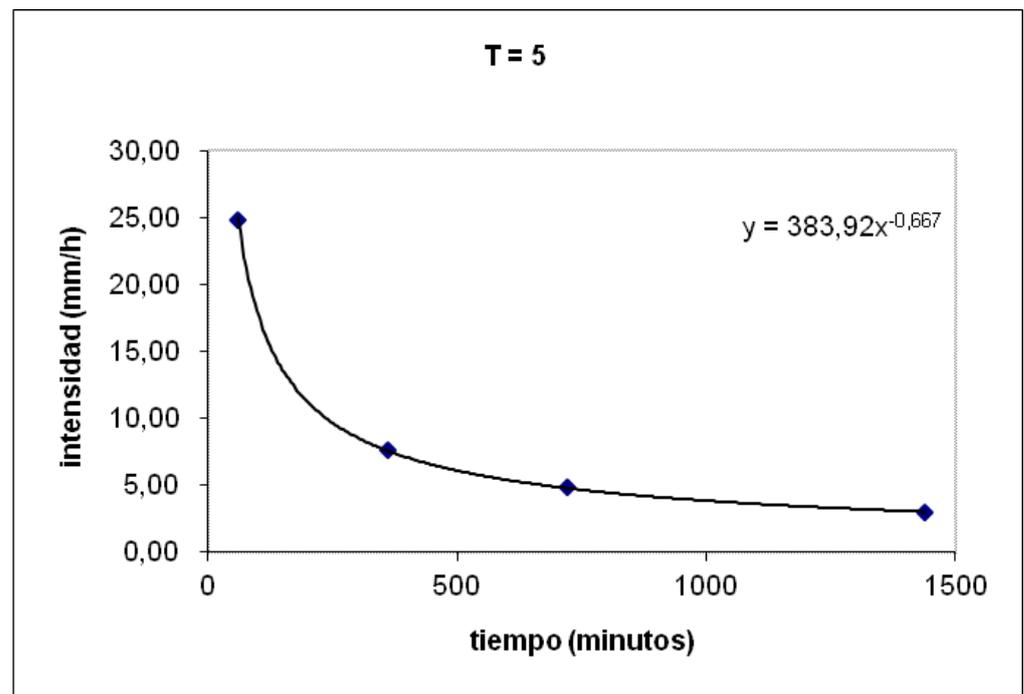
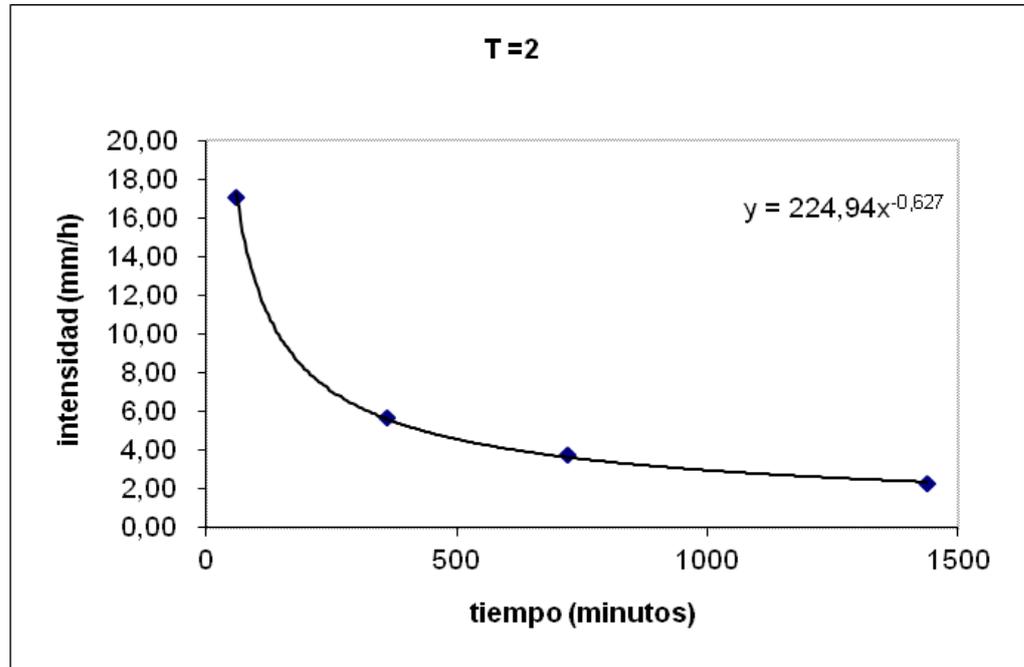
En concreto, las duraciones que se consideran son 1, 6, 12 y 24 horas, cuyas correspondientes intensidades pueden verse en la tabla del apartado 2.4.3.3. Con estos valores se consiguen unos ajustes muy buenos como puede apreciarse en los gráficos.

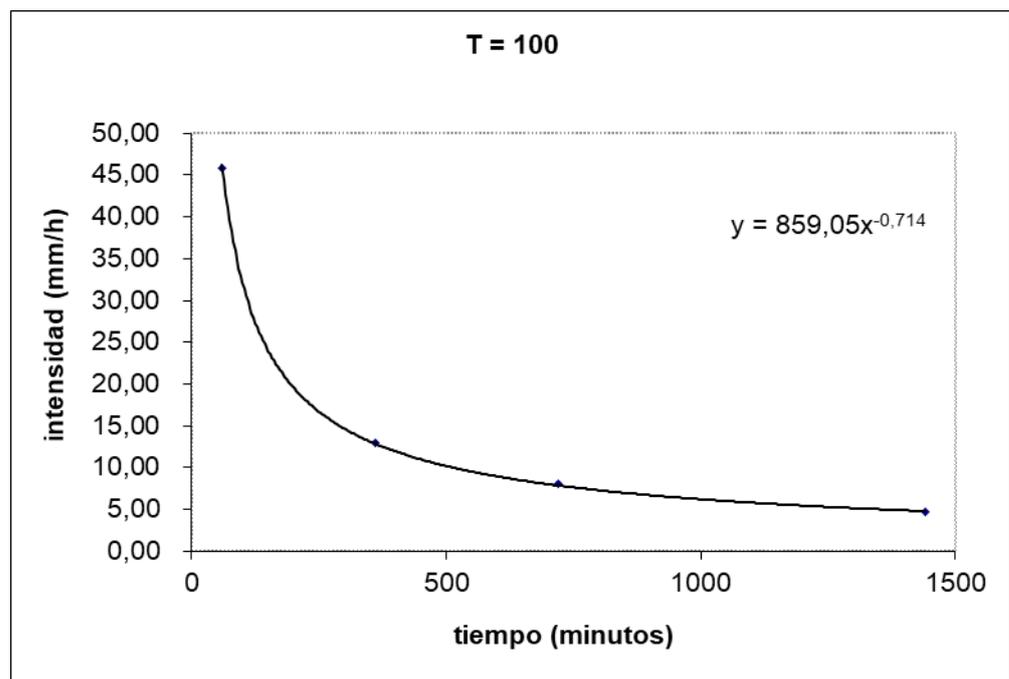
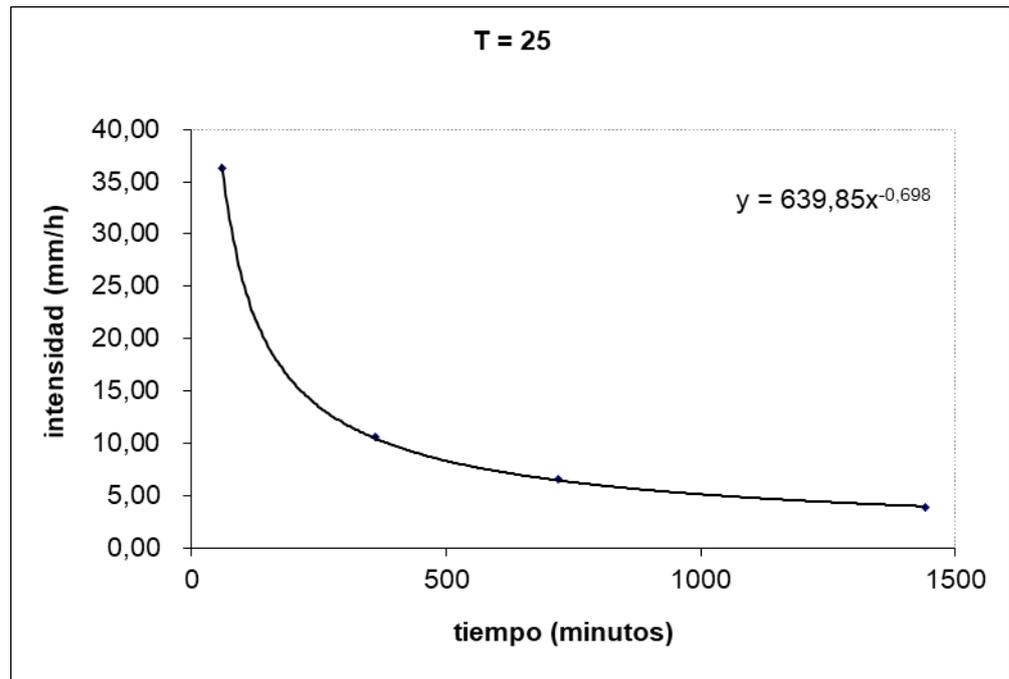
Las curvas ID para periodos de retorno de 25, 100, y 500 años y los gráficos de los ajustes se incluyen en los apartados siguientes.

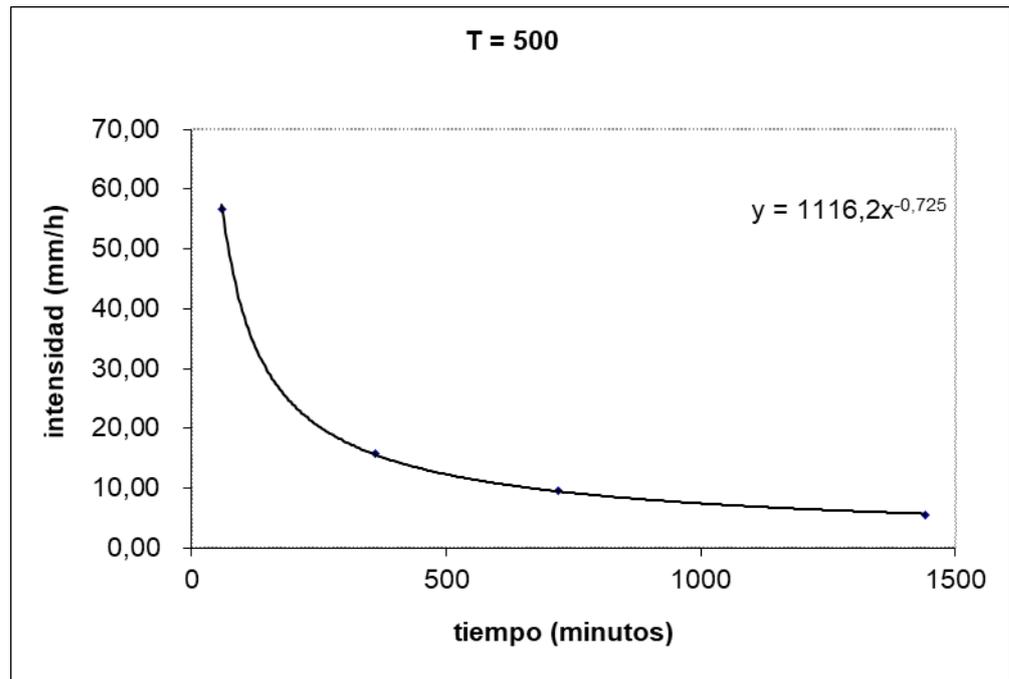
2.4.3.6. Gráficos de las curvas ID



Gráficos de los ajustes de las curvas ID







2.4.3.7. Precipitación máxima diaria. Resultados

Los valores finales son los siguientes:

PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE (mm/24h)								
P.R.2	P.R.5	P.R.10	P.R.25	P.R.50	P.R.100	P.R.250	P.R.500	P.R.1000
56,5	72,0	82,4	95,6	105,3	115,0	127,8	137,4	147,1

2.5. DETERMINACIÓN DE LOS CAUDALES DE DISEÑO

Para el cálculo de los caudales de diseño hay diferentes métodos, en este caso se ha utilizado el método Racional que se basa en la generación de escorrentía en una determinada cuenca a partir de una intensidad de precipitación uniforme en el tiempo, sobre toda su superficie. Para cuencas de área inferior a cincuenta kilómetros cuadrados ($A < 50 \text{ km}^2$).

Los caudales se evalúan a partir de la expresión:

$$Q_t = \frac{I(T, t_c) \cdot C \cdot A \cdot K_t}{3,6}$$

donde:

Q_t (m^3/s) = Caudal máximo anual correspondiente al período de retorno T , en el punto de desagüe de la cuenca.

$I(T, t_c)$ (mm/h) = Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno considerado T , para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración t_c , de la cuenca.

C (adimensional) = es el coeficiente de escorrentía de la cuenca o superficie considerada.

A (km^2) = Área de la cuenca o superficie considerada.

K_t (adimensional) = Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.

2.5.1. Determinación de la intensidad de precipitación

La intensidad de precipitación $I(T, t)$ correspondiente a un período de retorno T , y a una duración del aguacero t , a emplear en la estimación de caudales por el método racional, se obtendrá por medio de la siguiente fórmula:

$$I(T, t) = I_d * F_{\text{int}}$$

donde:

$I(T, t)$ = Intensidad de precipitación correspondiente a un período de retorno T y a una duración del agua-cero t .

I_d (mm/h) = Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T .

F_{int} = Factor de intensidad

La intensidad de precipitación a considerar en el cálculo del caudal máximo anual para el período de retorno T , en el punto de desagüe de la cuenca Q_T , es la que corresponde a una duración del aguacero igual al tiempo de concentración ($t = t_c$) de dicha cuenca.

La I_d se obtiene mediante la siguiente fórmula:

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

donde:

P_d (mm) = Precipitación total diaria correspondiente a cada período de retorno que se tomará de los cálculos realizados anteriormente.

I_1 (mm/h) = Intensidad horaria de precipitación correspondiente a cada período de retorno. El valor de la razón I_1/I_d se tomará del mapa de isolíneas.

k_a (adimensional) = Factor reductor de la precipitación por área de cuenca. Se obtiene:

- Si $A < 1 \text{ km}^2$ $k_a = 1$
- Si $A > 1 \text{ km}^2$ $k_a = 1 - \frac{\log 10 A}{15}$

El F_{int} se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

$$F_{int} = \max(F_a, F_b)$$

donde:

F_a (adimensional) = Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (I_1/I_d).

$$F_a = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{3.5287 - 2.5287 * t^{0.1}}$$

donde:

I_1/I_d (mm) = Índice de torrencialidad que expresa la relación entre la intensidad de precipitación horaria y la media diaria corregida. Su valor se determina en función de la zona geográfica. La zona que nos ocupa tiene un valor de $I_1/I_d = 9,0$.

t (horas) = Duración del aguacero. Para la obtención del factor F_a , se debe particularizar la expresión para un tiempo de duración del aguacero igual al tiempo de concentración ($t = tc$).

F_b (adimensional) = Factor obtenido a partir de las curvas IDF de un pluviógrafo próximo.

$$F_b = K_b \frac{I_{IDF}(T, t)}{I_{IDF}(T, 24)}$$

donde:

$I_{IDF}(T, tc)$ (mm/H) = Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno T y al tiempo de concentración tc , obtenido a través de las curvas IDF del pluviógrafo.

$I_{IDF}(T, 24)$ (mm/H) = Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno T y a un tiempo de aguacero igual a veinticuatro horas ($t = 24 \text{ h}$), obtenido a través de curvas IDF

k_b (adimensional) = Factor que tiene en cuenta la relación entre la intensidad máxima anual en un período de veinticuatro horas y la intensidad máxima anual diaria. En defecto de un cálculo específico se puede tomar $k_b = 1,13$

En las tablas siguientes se especifican los Factores reductores de la precipitación por área de cuenca, las intensidades medias diarias de precipitación para cada periodo de retorno y los Factores de intensidad.

CUENCAS	Ka	Id 2	Id 5	Id 25	Id 100	Id 500
C1	1.000	2.35	3.00	3.98	4.79	5.73
C2	1.000	2.35	3.00	3.98	4.79	5.73
C3	1.000	2.35	3.00	3.98	4.79	5.73
C4	1.000	2.35	3.00	3.98	4.79	5.73
C5	1.000	2.35	3.00	3.98	4.79	5.73
C6	1.000	2.35	3.00	3.98	4.79	5.73

CUENCAS	Fa	Fb 2	Fb 5	Fb 25	Fb 100	Fb 500	Fint 2	Fint 5	Fint 25	Fint 100	Fint 500
C1	20.20	22.21	26.86	31.12	33.57	35.37	22.21	26.86	31.12	33.57	35.37
C2	15.98	16.43	19.49	22.24	23.82	24.96	16.43	19.49	22.24	23.82	24.96
C3	15.98	16.43	19.49	22.24	23.82	24.96	16.43	19.49	22.24	23.82	24.96
C4	17.94	19.03	22.79	26.20	28.16	29.59	19.03	22.79	26.20	28.16	29.59
C5	19.43	21.11	25.45	29.41	31.69	33.36	21.11	25.45	29.41	31.69	33.36
C6	18.58	19.91	23.91	27.55	29.64	31.17	19.91	23.91	27.55	29.64	31.17

2.5.2. Determinación del Tiempo de Concentración

Tiempo de concentración t_c , es el tiempo mínimo necesario desde el comienzo del aguacero para que toda la superficie de la cuenca esté aportando escorrentía en el punto de desagüe, Se obtiene calculando el tiempo de recorrido más largo desde cualquier punto de la cuenca hasta el punto de desagüe, mediante las siguientes formulaciones:

Para cuencas principales:

$$t_c = 0,3 L_c^{0,76} J_c^{-0,19}$$

donde:

t_c (horas) Tiempo de concentración

L_c (km) Longitud del cauce

J_c (adimensional) Pendiente media del cauce

Cuando el tiempo de concentración calculado mediante la fórmula anterior sea inferior a cero con veinticinco horas ($t_c \leq 0,25h$), no será de aplicación la fórmula anterior, debiendo aplicarse las indicaciones que se proporcionan a continuación para cuencas secundarias:

$$t_{dif} = 2L_{dif}^{0,408} n_{dif}^{0,312} J_{dif}^{-0,209}$$

donde:

t_{dif} (minutos) Tiempo de recorrido en flujo difuso sobre el terreno

n_{dif} (adimensional) Coeficiente de flujo difuso

L_{dif} (m) Longitud de recorrido en flujo difuso

J_{dif} (adimensional) Pendiente media

Los valores de n_{dif} se obtienen de la siguiente tabla:

COBERTURA DEL TERRENO		n_{dif}
Pavimentado		0,015
No pavimentado ni revestido	Sin vegetación	0,050
	Con vegetación escasa	0,120
	Con vegetación media	0,320
	Con vegetación densa	1,000

El valor del tiempo de concentración t_c , a considerar se obtiene de:

T dif	Tc difuso
< 5	5
5 < t dif < 40	t dif
> 40	40

En el cuadro siguiente se indican las características de las cuencas vertientes, cuyo caudal debe ser recogido por estas cunetas.

CUENCA	CARACTERÍSTICAS DE LAS CUENCAS								Punto alto	Punto bajo
	AREA	LONGITUD	DESNIVEL	PENDIENTE	Tc	Tc	Tdif *	Tc (difuso)**		
	(km ²)	(km)	(m)		(h)	(min)	(min)	(min)		
C1	0.00002	0.020	0.20	0.01	0.04	2.21	12.46	12.46	60.400	60.200
C2	0.00100	0.080	26.00	0.02	0.10	5.86	20.15	20.15	86.000	60.000
C3	0.00100	0.080	51.00	0.02	0.10	5.86	20.15	20.15	120.000	69.000
C4	0.00050	0.045	65.41	0.02	0.06	3.79	15.93	15.93	151.510	86.100
C5	0.00040	0.030	53.12	0.02	0.05	2.78	13.51	13.51	140.000	86.880
C6	0.00080	0.080	46.85	0.07	0.07	4.44	14.83	14.83	143.000	96.150

2.5.3. Determinación del Coeficiente de Escorrentía

El coeficiente de escorrentía C , define la parte de la precipitación de intensidad I (T , t_c) que genera el caudal de avenida en el punto de desagüe de la cuenca, El coeficiente de escorrentía C , se obtendrá mediante la siguiente fórmula:

$$\text{Si } P_d \cdot K_a > P_0 \quad C = \frac{[(P_d K_a / P_0) - 1] * [(P_d K_a / P_0) + 23]}{[(P_d K_a / P_0) + 11]^2}$$

$$\text{Si } P_d \cdot K_a < P_0 \quad C = 0$$

C (adimensional) = Coeficiente de escorrentía

P_d (mm) = Precipitación diaria correspondiente al período de retorno T considerado

K_a (adimensional) = Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca

P_0 (mm) = Umbral de escorrentía

El umbral de escorrentía P_0 , representa la precipitación mínima que debe caer sobre la cuenca para que se inicie la generación de escorrentía, Se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$P_0 = P_0^i \beta$$

donde:

P_0 (mm) = Umbral de escorrentía

P_0^i (mm) = Valor inicial del umbral de escorrentía,

β (adimensional) = Coeficiente corrector del umbral de escorrentía,

El valor de P_0 se obtiene de la tabla 2.3 de la Norma 5.2-IC para cada una de las cuencas dependiendo de la naturaleza del suelo y del tipo de aprovechamiento que tenga, La utilización del método racional hace que resulte necesario la aplicación de un Coeficiente corrector del umbral de escorrentía para realizar una calibración de los datos reales de las cuencas, Se calcula en función del tipo de drenaje y del Período de retorno.

- Para drenaje de plataforma y márgenes ($T=25$ años):

$$\beta^{PM} = \beta_m F_t$$

- Para drenaje transversal de la carretera ($T=100$ años):

$$\beta^{DT} = (\beta_m - \Delta 50) F_t$$

donde:

β^{PM} (adimensional) = Coeficiente corrector del umbral de es-correntía para drenaje de plataforma y márgenes, o drenaje transversal de vías auxiliares

β^{DT} (adimensional) = Coeficiente corrector del umbral de escorrentía para drenaje transversal de la carretera

β_m (adimensional) = Valor medio en la región, del coeficiente corrector del umbral de escorrentía

F_t (adimensional) = Factor función del período de retorno T

$\Delta 50$ (adimensional) = Desviación respecto al valor medio: intervalo de confianza correspondiente al cincuenta por ciento (50 %)

El valor de β_m , $\Delta 50$, F_t se obtienen en función de la región considerada a partir de la figura 2.9 y de la tabla 2.5 de la Norma 5.2-IC.

En la siguiente tabla se resumen los valores de P_o utilizados en cada una de las cuencas, aplicando el coeficiente de corrección del umbral de escorrentía para cada Período de retorno.

Cuenca	*** P_o corregido (t=2)	*** P_o' corregido (t=5)	*** P_o' corregido (t=25)	**** P_o' corregido (t=100)	**** P_o' corregido (t=500)
C1	3.55	4.32	5.52	4.82	5.58
C2	4.44	5.40	6.90	6.03	6.98
C3	3.55	4.32	5.52	4.82	5.58
C4	4.44	5.40	6.90	6.03	6.98
C5	4.44	5.40	6.90	6.03	6.98
C6	4.44	5.40	6.90	6.03	6.98

2.5.4. Determinación del coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación

El coeficiente K_t tiene en cuenta la falta de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación, Se obtendrá a través de la siguiente expresión:

$$K_t = 1 + \frac{t_c^{1,25}}{t_c^{1,25} + 14}$$

donde:

K_t (adimensional) = Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación,

t_c (horas) = Tiempo de concentración de la cuenca

En la siguiente tabla se muestran los valores del coeficiente de uniformidad calculados para cada cuenca:

CUENCA	K_t
C1	1,010
C2	1,018
C3	1,018
C4	1,013
C5	1,011
C4	1,012

Una vez obtenidos todos los datos necesarios se procede al cálculo del Caudal de las cuencas.

A continuación, se especifican las intensidades de precipitación y caudales generados en las cuencas y en la plataforma de la carretera que se corresponde con dichas cuencas, para un periodo de retorno de 2, 5, 25, 100 y 500 años.

INTENSIDAD DE PRECIPITACION Y CAUDALES EN LAS CUENCAS DRENANTES										
CUENCA	T= 2		T= 5		T= 25		T= 100		T= 500	
	I(mm/h)	Q(m3/seg)								
C1	52.28	0.000	80.57	0.000	123.95	0.001	160.87	0.001	202.52	0.001
C2	38.67	0.008	58.46	0.013	88.61	0.019	114.12	0.027	142.91	0.034
C3	38.67	0.008	58.46	0.013	88.61	0.019	114.12	0.027	142.91	0.034
C4	44.81	0.005	68.37	0.008	104.38	0.012	134.95	0.017	169.42	0.021
C5	49.70	0.004	76.35	0.006	117.16	0.010	151.87	0.014	191.01	0.018
C6	46.87	0.008	71.72	0.012	109.74	0.019	142.04	0.027	178.46	0.034

3. ELEMENTOS DE DRENAJE

3.1. OBRAS DE CONDUCCIÓN

El drenaje proyectado en la solución de este Proyecto se describe a continuación.

El dimensionamiento hidráulico de estos elementos de drenaje se ha realizado de acuerdo con lo indicado en la Norma 5.2-I.C. "Drenaje Superficial", El periodo de retorno considerado para el cálculo de este tipo de elementos es de 25 años.

Se ha aplicado la fórmula de Manning, con valores del coeficiente de rugosidad de 0,014 para cunetas, rigolas y tubos de hormigón y 0,009 para los tubos de PVC.

3.2. COLECTORES

Para el diseño del drenaje de la actuación se recogerá el agua que precipita sobre la superficie del aparcamiento en rigolas que desaguan mediante rejillas en colectores de PVC de entre 200 y 300 mm de diámetro.

El colector principal de 300mm que recoge el agua de todo el aparcamiento, el andén norte, la cubierta del edificio... que baja por la rampa de acceso al aparcamiento se conecta con el sistema de drenaje existente que discurre a lo largo de la carretera que llega desde el barrio de Barroeta y desemboca en el río Ibaizabal.

3.3. DRENAJE SOSTENIBLE

En las plazas de aparcamiento se pondrá un sistema de drenaje sostenible que consta de una losa modular con huecos que se rellenan con una mezcla de 70% arena lavada y 30% tierra vegetal abonada y se siembra con semillas de césped.

Debajo de la losa modular de piezas de hormigón prefabricado con huecos que se rellenan de tierra vegetal se dispone una capa de arena de 3 cm con granulometría inferior a 3 mm. Bajo la arena se coloca una capa de grava de 20 cm de hormigón armado con un mallazo de 15x15 cm/8mm y pendiente de 1% hacia la rigola, y por último una capa zahorra de 7cm. Se dispondrán drenes de 90 mm en las zonas cercanas a los sumideros con arqueta para recoger el agua infiltrada a través del césped en las superficies de estacionamiento.

3.4. CUNETAS

El agua de escorrentía procedente de la propia plataforma, así como de los márgenes que vierten a la misma, se recoge a través de rigolas longitudinales. Estas rigolas de hormigón prefabricadas están situadas entre las plazas de aparcamiento y el pavimento por donde circulan los vehículos, tienen superficie circular 0,40 metros de anchura y 0,035 metros de profundidad.

En la zona donde está la rampa de acceso al aparcamiento, se situará una triangular de 0,50 metros de anchura y 0,05 metros de profundidad.

Estas rigolas tendrán dispuestas rejillas según los planos. Donde se sitúan las rejillas, se colocarán arquetas para realizar la conexión de los tubos drenes que recogen el agua de la superficie drenante de las plazas de aparcamiento.

Donde se sitúan las rejillas habrá arquetas de 60 x60 cm donde desaguarán los tubos drenes que recogen el agua de la superficie de los aparcamientos.

3.5. DRENES SUBTERRÁNEOS

Se colocarán drenes de PVC de 110 mm de diámetro en el trasdós de todos los muros con una pendiente del 0,5-1% con material filtrante y protegido mediante un geotextil para evacuar el agua del trasdós de los muros. Se colocarán drenes para recoger el agua de los aparcamientos y derivarlos hasta la red de drenaje principal.

3.6. CANALETAS Y BAJNTES

Se colocarán una canaleta en U de zinc de 10 cm de anchura en la limahoya de la cubierta del edificio y en el alero de la fachada que cae hacia el andén. El agua recogida mediante estas canaletas se conectará a una bajante de PVC de 100mm de diámetro y se derivará a la arqueta más cercana de la red de drenaje principal.

3.7. FOSOS ASCENSOR

El agua que se filtre dentro del foso del ascensor se evacuará mediante una tubería de 110 mm de diámetro de PVC situada en la pared a la cota de la solera del foso que se conectará a la red principal de drenaje del aparcamiento.

APENDICE N°7.1

COMPROBACIONES HIDRAULICAS

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA SUPRESION DEL PASO A NIVEL DE LA ESTACION DE BEDIA Y NUEVO APARCAMIENTO

APENDICE 7.1: HIDROLOGIA Y DRENAJE

ÍNDICE

1. CUNETAS	1
2. RIGOLAS	2
3. COLECTORES.....	3
4. SUMIDEROS	4

1. CUNETAS

CALCULO HIDRAULICO CUNETAS

- DATOS ancho cuneta 0,5m
 ----- Altura cuneta 0,05 m
 Anchura fondo 0
 Talud izq. 0
 Talud drcho. 10
 N° Manning 0.014

Q	Pte	Calado	Area	Rh	v	Qi	Fr	Fc
		0.9						
0.0013	0.005	0.030	0.0045	0.01	0.288	0.00	0.749	1.00000
0.0015	0.007	0.030	0.0044	0.01	0.338	0.00	0.885	1.00000
0.0018	0.009	0.030	0.0046	0.01	0.389	0.00	1.008	1.00000
0.0020	0.011	0.030	0.0046	0.01	0.431	0.00	1.114	1.00000
0.0021	0.013	0.030	0.0045	0.01	0.464	0.00	1.209	1.00000
0.0023	0.015	0.030	0.0046	0.01	0.502	0.00	1.301	1.00000
0.0025	0.017	0.030	0.0046	0.01	0.534	0.00	1.384	1.00000
0.0026	0.019	0.030	0.0046	0.01	0.565	0.00	1.463	1.00000
0.0028	0.021	0.030	0.0046	0.01	0.594	0.00	1.539	1.00000
0.0029	0.023	0.030	0.0046	0.01	0.622	0.00	1.611	1.00000
0.0030	0.025	0.030	0.0046	0.01	0.649	0.00	1.679	1.00000
0.0033	0.030	0.030	0.0046	0.01	0.711	0.00	1.840	1.00000
0.0036	0.035	0.030	0.0046	0.01	0.769	0.00	1.988	1.00000
0.0038	0.040	0.030	0.0046	0.01	0.822	0.00	2.125	1.00000
0.0041	0.045	0.030	0.0046	0.01	0.872	0.00	2.254	1.00000

T=25		Cuenca 6 Cuneta													
Q=	0.0189	Cuenca 6 rigola		0.0063		0.0063	0.065	0.034	0.0056	0.02	1.118	0.01	2.753	1.00000	pto bajo

2. RIGOLAS

CALCULO HIDRAULICO CUNETAS

- DATOS	ancho rígola 0,35m	Rigola acanalada
-----	Altura rígola 0,035 m	
Anchura fondo	0	
Talud izq.	5	
Talud drcho.	5	
Nº Manning	0.014	

T=25			Q	Pte	Calado	Area	Rh	v	Qi	Fr	Fc	
Cuenca 3 rigolas												
Q=	0.0032	Cuenca 3 rigola	0.0032	0.0032	0.015	0.034	0.0057	0.02	0.567	0.00	1.395	1.00000
Cuenca 2 rigolas												
Q=	0.0032	Cuenca 2 rigola	0.0032	0.0032	0.015	0.034	0.0057	0.02	0.567	0.00	1.395	1.00000
Cuenca 5 rigolas												
Q=	0.0034	Cuenca 5 rigola	0.0034	0.0034	0.015	0.034	0.0059	0.02	0.574	0.00	1.400	1.00000
Cuenca 4 rigolas												
Q=	0.0030	Cuenca 4 rigola	0.0030	0.0030	0.010	0.035	0.0063	0.02	0.479	0.00	1.149	1.00000

3. COLECTORES

CALCULO HIDRAULICO TUBOS

Tubo	Q	Diam.	n	Pte	Angulo	Qlleno	Calado	Cal.equi	Rh	v	Qi	N.Froude	Fc	
					0.900									
ROTONDA TROBIKA														
C3.1	0.019	0.20	0.009	0.01000	2.9142	0.0474	0.0887	0.0677	0.0461	1.4292	0.019	1.754	1	T25
C3.2	0.029	0.20	0.009	0.01000	3.4187	0.0474	0.1138	0.0932	0.0540	1.5874	0.029	1.660	1	T25
C3.3	0.049	0.30	0.009	0.01000	2.7662	0.1397	0.1220	0.0916	0.0651	1.7974	0.049	1.896	1	T25
														T25
C2.1	0.010	0.20	0.009	0.01000	2.3423	0.0474	0.0611	0.0441	0.0347	1.1820	0.010	1.797	1	T25
C2.2	0.010	0.20	0.009	0.01000	2.3423	0.0474	0.0611	0.0441	0.0347	1.1820	0.010	1.797	1	T25
C2.3	0.019	0.20	0.009	0.01000	2.9142	0.0474	0.0887	0.0677	0.0461	1.4292	0.019	1.754	1	T25
C4.1	0.012	0.20	0.009	0.01000	2.5068	0.0474	0.0688	0.0504	0.0382	1.2597	0.012	1.792	1	T25
C5.1	0.010	0.30	0.014	0.01000	1.9835	0.0898	0.0679	0.0478	0.0404	0.8405	0.010	1.227	1	T25
C6.1	0.061	0.30	0.009	0.06000	2.2519	0.3421	0.0854	0.0613	0.0491	3.6506	0.061	4.709	1	T25

4. SUMIDEROS

T=25		Q (l/s) por sumidero							Q	H	P	Qmax (l/s)
Cuenca 3 rigolas												
Q=	0.0032	Cuenca 3 rigola	3.1554		3.1554	3.500	169.000					6.49
T=25												
Cuenca 2 rigolas												
Q=	0.0032	Cuenca 2 rigola	3.2000		3.2000	3.500	169.000					6.49
T=25												
Cuenca 5 rigolas												
Q=	0.0034	Cuenca 5 rigola	3.4000		3.4000	3.500	169.000					6.49
T=25												
Cuenca 4 rigolas												
Q=	0.0024	Cuenca 4 rigola	2.4000		2.4000	3.500	169.000					6.49

Rejilla de 525 x 370 mm
 Altura libre 35 mm
 Perimetro exterior (cm) 169

El caudal que puede evacuar un imbornal viene dado por la expresión:

$$Q \text{ (l/s)} = P H^{3/2} / 60$$

en la que:

P = perímetro de la rejilla

H = altura de la lámina de agua a la entrada del imbornal

El perímetro exterior de la rejilla desprovista de barras es: