



**PROYECTO BÁSICO DE COCHERAS PARA TRENES EN ERANDIO**  
**ERANDIOKO TREN KOTXETEGIEN OINARRIZKO PROIEKTUA**  
**ANEJO Nº 3: HIDROLOGÍA Y DRENAJE**

OCTUBRE 2022

## INDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	4	4.7. COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD DE DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LA PRECIPITACIÓN .....	14
2. DATOS CLIMATOLÓGICOS GENERALES.....	4	4.8. OBTENCIÓN DE LOS CAUDALES DE DISEÑO .....	15
2.1. VALORES CLIMATOLÓGICOS MEDIOS Y EXTREMOS .....	4	5. DRENAJE.....	15
2.2. PRECIPITACIÓN .....	5	5.1. ELEMENTOS DE DRENAJE SOSTENIBLE.....	16
2.3. NIEVE, HELADAS Y TORMENTAS .....	5	5.1.1. Cuneta verde: .....	16
2.4. NIEBLA .....	5	5.1.2. Pavimento permeable:.....	16
2.5. TEMPERATURA.....	5	5.2. CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO Y DESCRIPCIÓN DE LOS PRINCIPALES ELEMENTOS.....	16
2.6. INSOLACIÓN Y NUBOSIDAD.....	6	5.2.1. Colectores y cunetas .....	16
3. CLASIFICACIÓN CLIMÁTICA.....	6	5.2.2. Pavimento permeable.....	19
3.1. ÍNDICES CLIMÁTICOS .....	6	5.2.3. Arquetas desarenadoras .....	20
3.1.1. Índice de aridez de Martonne .....	6	5.3. TABLA DE CÁLCULO .....	21
3.1.2. Índice termopluviométrico de Dantín-Revenga.....	7	6. COMPROBACIÓN SWMM .....	24
3.1.3. Índice de pluviosidad de Lang .....	7	7. ANÁLISIS DE INUNDABILIDAD .....	26
3.2. CLASIFICACIONES CLIMÁTICAS.....	7	7.1. ANTECEDENTES .....	27
3.2.1. Índice de Koppen .....	7	7.1. DATOS DE PARTIDA.....	27
3.2.2. Índice de aridez de Martone .....	7	7.2. SIMULACIÓN HIDRÁULICA .....	27
4. HIDROLOGÍA. CAUDALES DE DISEÑO.....	8	7.2.1. RESULTADOS DEL ANÁLISIS.....	28
4.1. DETERMINACIÓN DE LAS CUENCAS .....	8	7.3. RESUMEN.....	31
4.2. FÓRMULA DE CÁLCULO .....	8	7.4. CONCLUSIONES.....	32
4.3. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN .....	9		
4.4. MÁXIMA PRECIPITACIÓN DIARIA.....	9		
4.4.1. Método Gumbel.....	10		
4.4.2. Método SQRT .....	11		
4.4.3. Método DGC .....	11		
4.5. INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN .....	12		
4.5.1. Intensidad media diaria de precipitación corregida .....	12		
4.5.2. Factor de intensidad .....	13		
4.5.3. Intensidad de precipitación obtenida .....	14		
4.6. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA.....	14		

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: cuencas identificadas en el modelo QGIS .....	8
Figura 2: cuencas identificadas en el desarrollo propuesto de la cochera .....	8
Figura 3: Mapa de Isolíneas para la zona objeto de estudio. DGC .....	12
Figura 4: Colectores transversales en la urbanización y cuencas principales consideradas .....	15
Figura 5: Esquema de una cuneta verde. Fuente: Sudsostenible .....	16
Figura 6: Parking con pavimento permeable de hormigón armado. Fuente: Paviprint.....	16
Figura 7: Sección tipo de cuneta C1 .....	17
Figura 8: Sección tipo de cuneta C2 .....	17
Figura 9: Sección tipo de cuneta verde.....	18

Figura 10: Sección tipo de colector transversal de hormigón .....	18
Figura 11: Información de caudales tratados por los separadores, Fuente: Drenatura .....	20
Figura 12: cuencas de aportación propuestas en el área del proyecto .....	24
Figura 13: Cuneta C1 .....	24
Figura 14: Cuneta C1 .....	25
Figura 15: Cuneta C2 .....	25
Figura 16: Colector T1.....	25
Figura 17: Colector T2.....	26
Figura 18: Colector T3.....	26
Figura 19: Colector T4.....	26
Figura 20: ejemplo de geometría en planta con perfiles y sección transversal .....	27
Figura 21: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años. PK: 997.25.....	28
Figura 22: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años. PK: 1039.85.....	28
Figura 23: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años. PK: 1098.14.....	28
Figura 24: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años. PK: 1159.49.....	29
Figura 25: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años. PK: 1210.47.....	29
Figura 26: geometría de proyecto con nivel de agua para T: 500 años. PK: 997.25 .....	29
Figura 27: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años. PK: 1039.85.....	30
Figura 28: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años. PK: 1098.14.....	30
Figura 29: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años PK: 1159.49.....	30
Figura 30: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años. PK: 1210.47.....	30
Figura 31: perfil de elevaciones en situación inicial (rojo) y de proyecto (azul).....	31
Figura 32: perfil de elevaciones en situación inicial (rojo) y de proyecto (azul).....	32
Figura 33: áreas de flujo en los PK en la situación inicial (rojo) y de proyecto (azul) .....	32
Figura 34: inundación original (azul), inundación en proyecto (rosa a rayas) .....	32

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Estación Aeropuerto de Bilbao. Datos de Precipitación .....	5
Tabla 2: Valores ai y bi, Revista de obras públicas Nº 3.447 .....	11
Tabla 3: tabla comparativa de niveles de agua en la situación inicial y de proyecto .....	31

## 1. INTRODUCCIÓN

El presente Anejo de Climatología, Hidrología y Drenaje tiene como principal objeto caracterizar hidrológicamente la zona y dimensionar y definir las obras de drenaje longitudinal y transversal de las nuevas cocheras para trenes en Erandio.

En primer lugar se desarrollarán los aspectos que caracterizan la climatología de la zona, recopilando la información necesaria (temperaturas y precipitaciones) de las estaciones meteorológicas disponibles, tratando los datos para la posterior obtención de los diferentes índices climáticos, el número de días aprovechables y los datos de intensidad de lluvia necesarios para la posterior obtención de los caudales de proyecto.

Posteriormente se abordará la caracterización hidrológica de la zona, definiendo las cuencas interceptadas por la traza para determinar los caudales de proyecto con los que dimensionar los elementos de recogida y evacuación, el drenaje y la restitución de la continuidad de los cauces naturales.

Se incluyen los criterios para deducir el dimensionamiento hidráulico de las obras de drenaje transversal de acuerdo con la vigente instrucción "I.C. 5.2. Drenaje Superficial". Se definen también la metodología seguida para dimensionar las obras de drenaje longitudinal, y se incluyen los cálculos de éstas.

Tras mostrar los resultados obtenidos mediante el método racional para el cálculo de colectores y cunetas, se incluye una comprobación de la capacidad de los diferentes elementos proyectados mediante el software SWMM.

Finalmente, se añade una sección donde se hace un análisis de la inundabilidad en la parcela debido a los cambios derivados de la inclusión de la cochera y el vial paralelo al río Asúa, con la conclusión de que el impacto no es notable a nivel de inundabilidad.

## 2. DATOS CLIMATOLÓGICOS GENERALES

Como primera parte del estudio se analizan los valores estadísticos de las principales variables climáticas. Posteriormente y en base a los datos anteriores, se realiza la clasificación climática, la determinación de los índices climáticos más significativos y el cálculo de los días aprovechables para la ejecución de las obras en función de la climatología.

Geográficamente Erandio se encuentra situado en la margen derecha de la ría de Bilbao, por lo que comparte los rasgos climáticos de la provincia de Bizkaia.

Desde el punto de vista climático, Bizkaia queda dentro de la llamada "España húmeda" ya que prácticamente todo su territorio queda englobado por la isoyeta anual media de 1200 mm.

Con referencia a las características termométricas de la región destacar, en primer lugar, que el valor de la temperatura media del año es de 14°C. El mes más frío del año son Enero y Febero, cuya temperatura media es de unos 9 °C. El mes más caluroso es Agosto con una temperatura media de 21 °C.

Por otra parte, la presencia relativamente constante de nieblas y sobre todo la abundancia de la nubosidad hacen de la región una de las que menos insolación efectiva recibe en el conjunto del año con un promedio en torno a 1.600 horas de sol anuales.

### 2.1. VALORES CLIMATOLÓGICOS MEDIOS Y EXTREMOS

El estudio se realiza en base a los datos de la estación meteorológica más próxima situada en el aeropuerto de Bilbao, tomados de la publicación existente de los mismos de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET).

Los valores climatológicos denominados "normales estándar" correspondientes al período estándar comprendido entre 1981-2010 se han ordenado en la tabla continuación.

Mes	Precipitación (mm)		Número medio de días de						Nº Horas de Sol
	Media mensual	Max. en un día	Lluvia	Nieve	Helada	Tormenta	Niebla	Despejados	
Enero	120	82,1	12,6	0,7	3,2	1,3	1,2	2,6	85
Febrero	86	79,8	10,6	0,7	2,1	1,2	1,9	2,7	97
Marzo	90	83,8	10,5	0,3	1	1	1,6	2,6	132
Abril	107	92,4	12,5	0	0,1	2,5	2	1,8	138
Mayo	78	92,5	10,5	0	0	3,1	1,6	2,1	169
Junio	60	108,1	7,2	0	0	2,6	1,2	3	180
Julio	50	67,7	7	0	0	2,8	1,1	3,9	186
Agosto	76	252,6	7,9	0	0	3,1	1,8	3,4	179
Septiembre	73	172,6	8,3	0	0	2,1	3	3,8	160
Octubre	111	117,2	10,8	0	0	1,4	2,5	2,7	126
Noviembre	147	85,2	12,7	0,1	0,8	1,6	1,8	2,6	88
Diciembre	122	68	12,3	0,3	2,9	0,9	1,7	2,8	78
Año	1134	252,6	122,9	2,1	10,1	23,6	21,4	34	1618

Valores Climatológicos Medios y Extremos

Estación: Aeropuerto de Bilbao (Bizkaia)

Altitud: 42 m Latitud: 43° 17' 53" N Longitud: 2°54' 23" O

Mes	Temperatura del aire en grados Celsius						Humedad relativa media (%)
	Media		Media mensual	Extremas absolutas		Oscilac. Extrema med	
	Máxima	Mínima		Máxima	Minima		
Enero	13.4	5.1	9.3	24,4	-7,6	32	72
Febrero	14.3	5.1	9.7	26,9	-8,6	35,5	69
Marzo	16.5	6.4	11.5	29,8	-5	34,8	68
Abril	17.6	7.6	12.6	33,1	-1,2	34,3	69
Mayo	20.8	10.6	15.7	36,4	0,4	36	69
Junio	23.4	13.4	18.4	41,2	3,6	37,6	70
Julio	25.4	15.4	20.4	42	6,6	35,4	71
Agosto	26.0	15.7	20.9	41,9	6,8	35,1	72

Septiembre	24.6	13.8	19.2	41,7	3,8	37,9	71
Octubre	21.4	11.4	16.4	33,4	0,6	32,8	71
Noviembre	16.6	8.1	12.4	27,7	-6,2	33,9	73
Diciembre	13.9	5.9	9.9	25,2	-7,4	32,6	72
Año	19.5	9.9	14.7	42	-8,6	34,8	70

## 2.2. PRECIPITACIÓN

La precipitación engloba toda el agua procedente de las nubes, cualquiera que sea la forma de meteoro (lluvia, nieve, granizo, etc).

Los datos medios de precipitación de la zona de estudio son los siguientes:

Tabla 1: Estación Aeropuerto de Bilbao. Datos de Precipitación

Mes	Precipitación media (mm)	Precipitación mensual respecto a la normal (%)	nº días de lluvia	Precipitación máxima en un día (mm)
Enero	120	10,58%	12,6	82,1
Febrero	86	7,58%	10,6	79,8
Marzo	90	7,94%	10,5	83,8
Abril	107	9,44%	12,5	92,4
Mayo	78	6,88%	10,5	92,5
Junio	60	5,29%	7,2	108,1
Julio	50	4,41%	7	67,7
Agosto	76	6,70%	7,9	252,6
Septiembre	73	6,44%	8,3	172,6
Octubre	111	9,79%	10,8	117,2
Noviembre	147	12,96%	12,7	85,2
Diciembre	122	10,76%	12,3	68
Año	1134	100,00%	122,9	252,6

Los datos muestran que las precipitaciones medias son más abundantes en los meses de otoño e invierno que en verano y primavera. Si se observan los máximos mensuales, se concluye que los máximos se dan en agosto, debido a aguaceros veraniegos.

## 2.3. NIEVE, HELADAS Y TORMENTAS

El resumen de los datos medios de estos fenómenos

meteorológicos se incluye a continuación:

Mes	Nº días de nieve	Nº días de tormenta	Nº días de helada
Enero	0,7	1,3	3,2
Febrero	0,7	1,2	2,1
Marzo	0,3	1	1
Abril	0	2,5	0,1

Mayo	0	3,1	0
Junio	0	2,6	0
Julio	0	2,8	0
Agosto	0	3,1	0
Septiembre	0	2,1	0
Octubre	0	1,4	0
Noviembre	0,1	1,6	0,8
Diciembre	0,3	0,9	2,9
Año	2,1	23,6	10,1

La ocurrencia de nieve y heladas se produce durante un número de días en invierno entre los meses de diciembre, enero, febrero y marzo fundamentalmente. Las tormentas son típicamente veraniegas, siendo escasas en número.

## 2.4. NIEBLA

Los valores medios de número de días de niebla se muestran a continuación:

Mes	Nº días de niebla
Enero	1,2
Febrero	1,9
Marzo	1,6
Abril	2
Mayo	1,6
Junio	1,2
Julio	1,1
Agosto	1,8
Septiembre	3
Octubre	2,5
Noviembre	1,8
Diciembre	1,7
Año	21,4

Los datos obtenidos indican un número medio anual de días de niebla de 21. Este fenómeno se da principalmente en los meses de finales de verano y otoño.

## 2.5. TEMPERATURA

Los valores medios y extremos registrados en la estación del Aeropuerto de Bilbao se resumen en la tabla a continuación:

Meses	Media		Media mensual	Extremas absolutas		Oscilación extrema media
	Máxima	Mínima		Máxima	Mínima	
Enero	13.4	5.1	9.3	24,4	-7,6	32
Febrero	14.3	5.1	9.7	26,9	-8,6	35,5
Marzo	16.5	6.4	11.5	29,8	-5	34,8
Abril	17.6	7.6	12.6	33,1	-1,2	34,3
Mayo	20.8	10.6	15.7	36,4	0,4	36
Junio	23.4	13.4	18.4	41,2	3,6	37,6
Julio	25.4	15.4	20.4	42	6,6	35,4
Agosto	26.0	15.7	20.9	41,9	6,8	35,1
Septiembre	24.6	13.8	19.2	41,7	3,8	37,9
Octubre	21.4	11.4	16.4	33,4	0,6	32,8
Noviembre	16.6	8.1	12.4	27,7	-6,2	33,9
Diciembre	13.9	5.9	9.9	25,2	-7,4	32,6
Año	19.5	9.9	14.7	42	-8,6	34,8

La temperatura media anual es de 14.7°, mientras que las temperaturas extremas alcanzan los 42° en su máximo y -8.6° en el mínimo.

## 2.6. INSOLACIÓN Y NUBOSIDAD

Los valores medios mensuales y anuales obtenidos de la estación son los siguientes:

Meses	Nº medio de días	Insolación
	Despejados	Nº horas de sol
Enero	2,6	85
Febrero	2,7	97
Marzo	2,6	132
Abril	1,8	138
Mayo	2,1	169
Junio	3	180
Julio	3,9	186
Agosto	3,4	179
Septiembre	3,8	160
Octubre	2,7	126
Noviembre	2,6	88
Diciembre	2,8	78
Año	34	1618

El número de días despejados a lo largo del año es bajo, con 34 días despejados de un total de 365. En cuanto a la insolación, se dan un total de 1618 horas de sol al año. El mínimo se registra en Diciembre, con solo 78 horas de sol, y el máximo en Julio con 186 horas.

## 3. CLASIFICACIÓN CLIMÁTICA

El objetivo de establecer una clasificación climática es definir los tipos de clima que caracterizan el área de emplazamiento de las nuevas cocheras.

Gran parte de los índices, diagramas y clasificaciones del clima usuales, hacen referencia a la influencia de éste sobre las comunidades vegetales. Entre ellos se ha optado por determinar los siguientes:

### ÍNDICES CLIMÁTICOS

Aridez de Martonne

Termo-pluviométrico de Dantin-Revenga

Pluviosidad de Lang

Humedad

### CLASIFICACIÓN CLIMÁTICA

Koppen

### 3.1. ÍNDICES CLIMÁTICOS

#### 3.1.1. Índice de aridez de Martonne

Este índice se define como:

$$I_a = R / (t + 10)$$

Donde:

I<sub>a</sub> = Índice de aridez

R = Precipitación media anual en mm

t = Temperatura media anual en °C

R (mm)	t (C)	I <sub>a</sub>
1134	14,7	45,91

Con arreglo a este índice de aridez, clasifica Martonne los climas de este modo: si el índice vale de 0 a 5, de desierto; si de 5 a 10, de semidesierto; de 10 a 20, de estepas y países secos mediterráneos; mayor que 20, de cultivo de secano y olivares, siendo arriesgado en él el cultivo de cereales y conveniente la cría de ganado vacuno si llega a 40; aproximadamente 60, de aguaceros tropicales y con viento monzón.

El clima en el ámbito del estudio, se puede considerar por tanto como perteneciente al tipo de "arriesgado para el cultivo de cereales y conveniente para la cría de ganado vacuno".

### 3.1.2. Índice termoplúviométrico de Dantín-Revenge

Se define mediante la siguiente expresión:

$$I_{tp} = 100 t / R$$

Se obtiene por lo tanto un índice termoplúviométrico de 1,30.

Se consideran zonas húmedas aquellas cuyo índice esté entre 0 y 2; zonas semiáridas entre 2 y 3; áridas, entre 3 y 6, y subdesérticas mayor de 6. Por tanto, podemos indicar que el tramo se sitúa en **zona "húmeda"**.

### 3.1.3. Índice de pluviosidad de Lang

Este índice viene dado por la siguiente expresión:

$$L = R/t$$

Se obtiene por lo tanto un índice de pluviosidad de Lang de 77,14.

Árido  $L < 40$

Húmedo  $40 < L < 160$

Superhúmedo  $160 < L$

Dentro de esta clasificación, **el clima de la zona será también "húmedo"**.

## 3.2. CLASIFICACIONES CLIMÁTICAS

Entre las distintas clasificaciones climáticas establecidas, se empleará para el presente estudio las siguientes:

### 3.2.1. Índice de Koppen

En la clasificación climática de Koppen, se define el índice K mediante la expresión:

$K = 2 \times t + 14$  si el régimen pluviométrico es uniforme.

$K = 2 \times t + 28$  si el régimen pluviométrico presenta un máximo en verano.

$K = 2 \times t$  si el régimen pluviométrico presenta un máximo en invierno.

Donde t es la temperatura media anual en °C.

Este último es el caso de estudio, por lo que:  $K = 2 \times 11,5 = 23$

Comprende cinco tipos fundamentales de clima designados por las letras A, B, C, D y E, cuyos límites se definen de la siguiente forma:

- Tipo A (tropical lluvioso): la temperatura media normal del mes más frío es superior a 18°C, la precipitación anual normal en milímetros es mayor que 750.
- Tipo B (seco): sin referencia a la temperatura, la precipitación anual normal en centímetros es menor que K.
- Tipo C (templado lluvioso): la temperatura media normal del mes más frío es superior a -3 e inferior a 18.
- Tipo D (frío): la temperatura media normal del mes más frío es inferior a -3°C, la del mes más cálido superior a 10°C.
- Tipo E (polar): la temperatura media normal del mes más frío es inferior a -3°C y la del mes más cálido inferior a 10°C.

En el presente caso, el mes más frío corresponde a Diciembre, con una temperatura media de 3.5°C, y la precipitación normal es mayor que K, por lo que nos encontramos en una zona **del tipo C (templado lluvioso)**.

### 3.2.2. Índice de aridez de Martone

El índice de aridez viene dado por:

$$I_a = \frac{R}{t + 10}$$

$I_a$  = índice de aridez

R = precipitación media anual en mm

t = temperatura media anual en °C

En nuestro caso, la temperatura media es de 12.5 °C, y la precipitación media de 1509, obteniéndose un índice de 67, por lo que de acuerdo con la clasificación de Martonne pertenece al tipo PERHÚMEDO.



I <sub>a</sub>	TERRENO
0 – 5	Desierto
5 – 10	Semidesierto
10 – 20	Semiárido tipo mediterráneo
20 – 30	Subhúmedo
30 – 60	Húmedo
> 60	Perhúmedo

#### 4. HIDROLOGÍA. CAUDALES DE DISEÑO

En base a dimensionar los elementos de drenaje es necesario primeramente obtener los caudales de diseño. Para la estimación de caudales de aguas pluviales se han seguido los criterios indicados en la Instrucción 5.2-IC "Drenaje Superficial" de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.

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.

##### 4.1. DETERMINACIÓN DE LAS CUENCAS

En primer lugar, se han identificado a partir de la topografía y el modelo de terreno elaborado en QGIS las cuencas vertientes previo al desarrollo de la parcela. Estas se muestran a continuación, así como el flujo principal de escorrentía de cada una de ellas mediante flechas.



Figura 1: cuencas identificadas en el modelo QGIS

Posteriormente, y puesto que la cota de la cochera se eleva respecto a la del terreno existente, estas cuencas principales se ven delimitadas por el desarrollo de la parcela. Se discretizan así mismo las cuencas internas de la cochera, en este caso cuencas secundarias (Cuenca.S.X), en función de los elementos de drenaje previstos y el uso previsto para cada una de ellas.

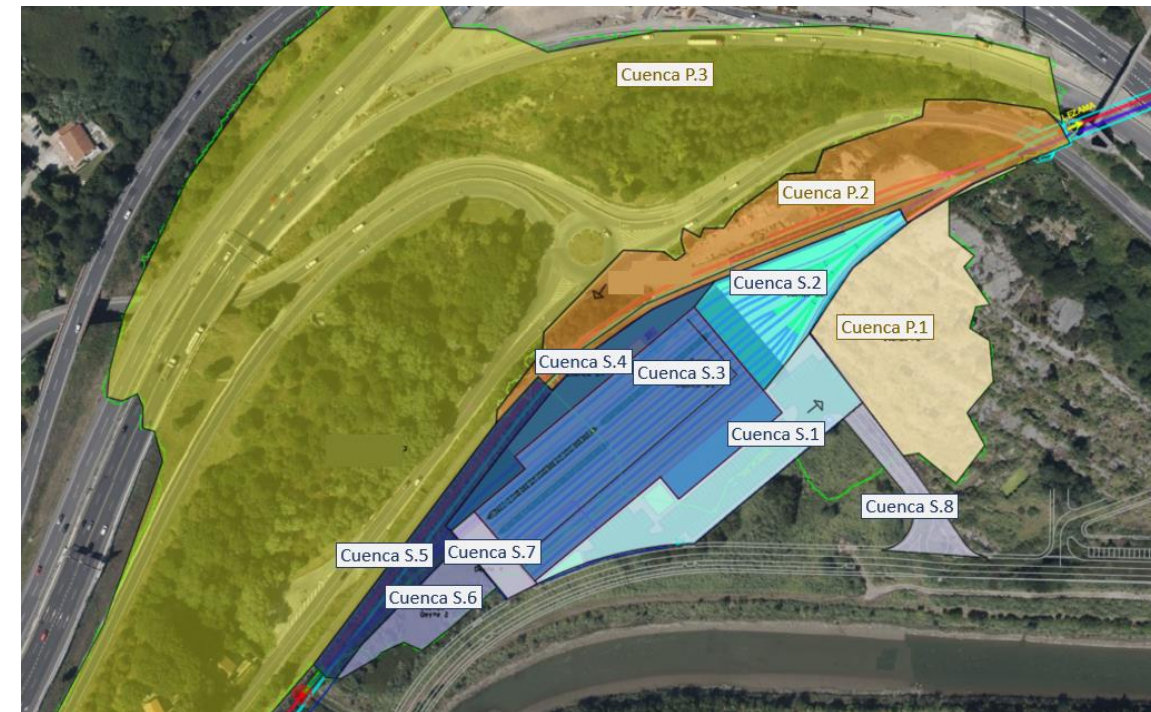


Figura 2: cuencas identificadas en el desarrollo propuesto de la cochera

##### 4.2. FÓRMULA DE CÁLCULO

Siguiendo el método racional, el caudal máximo anual Q, correspondiente a un período de retorno T y para una cuenca menor a 1km<sup>2</sup> se calcula mediante la fórmula:

$$Q = \frac{C I A}{3,6}$$

Q = Caudal máximo (m<sup>3</sup>/seg).

C = Coeficiente de escorrentía de la cuenca.

I = Intensidad de aguacero, en mm/h, para un período de retorno (T) y un tiempo de concentración (T<sub>c</sub>) dados.

A = Superficie de la cuenca (km<sup>2</sup>).

K = Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.



Se adoptarán los siguientes valores del período de retorno en función de la obra a la que se apliquen.

T = 25 años (drenaje longitudinal)

T = 100 años (obras de drenaje transversal)

### 4.3. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

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 la siguiente fórmula para cuencas principales:

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

donde:

$t_c$  (horas)      Tiempo de concentración  
 $L_c$  (km)        Longitud del cauce  
 $J_c$  (adimensional) Pendiente media del cauce

Para las cuencas secundarias, al ser pequeñas dada la red de pluviales a disponer, que recogerá la escorrentía de manera más rápida, se considera un tiempo de concentración de 10 minutos.

### 4.4. MÁXIMA PRECIPITACIÓN DIARIA

Para determinar la máxima precipitación diaria se han tomado los datos de la estación meteorológica próxima al desarrollo de las cocheras (SONDIKA) y se han utilizado la distribución de Gumbel y la distribución SQRT Emax. Estas distribuciones son de uso muy extendido para el análisis estadístico de precipitaciones.

En ambos métodos, se ha procedido al análisis con la serie completa. Posteriormente, dado que es conocido que en 1983 se produjeron valores exageradamente altos de precipitación (superiores al T 500 como se ve más adelante), se ha reajustado la serie eliminando el dato correspondiente a dicho año.

Estos ajustes estadísticos se han realizado, mediante una aplicación propia, para la estación seleccionada y para los periodos de retorno de T = 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200, 500 años, calculando la precipitación máxima en 24 horas.

Los datos obtenidos de la estación 1082 Bilbao (Aeropuerto) se incluyen a continuación:

Año	P max	Nº de dato	P max mayor	P > X
-----	-------	------------	-------------	-------

Cuencas	Uso del suelo	Área (m2)	Longitud Lc (m)	Pendiente media J	TC (min)
Cuenca P.1	Zonas verdes	7352	135	0.01	27.83
Cuenca S.1	Complejo ferroviario	4233	155	0.005	10.00
Cuenca P.2	Urbano discontinuo	8390	175	0.026	18.25
Cuenca S.2	Complejo ferroviario	4362	215	0.005	10.00
Cuenca S.3	Edificio	8615		0.005	10.00
Cuenca S.4	Autopistas y autovías	1900		0.005	10.00
Cuenca S.5	Complejo ferroviario	2470	125	0.005	10.00
Cuenca S.6	Zonas verdes	1640	60	0.04	10.00
Cuenca P.3:	Carreteras y zonas verdes	77390	473	0.03	19.39
Cuenca S.7:	Autopistas y autovías	700		0.005	10.00
Cuenca S.8:	Autopistas y autovías	1270	75	0.01	10.00

1964	77,1	1	252,6	0,015
1965	66,2	2	108,1	0,030
1966	67,4	3	100,2	0,045
1967	68	4	92,5	0,061
1968	59	5	92,4	0,076
1969	46,4	6	90,1	0,091
1970	63,7	7	85,2	0,106
1971	62	8	84,6	0,121
1972	37,1	9	83,8	0,136
1973	56,1	10	82,1	0,152
1974	58,8	11	81,1	0,167
1975	46,4	12	79,8	0,182
1976	51,1	13	77,1	0,197
1977	100,2	14	68	0,212
1978	62,4	15	67,7	0,227
1979	61,6	16	67,4	0,242
1980	43,4	17	67,3	0,258
1981	53	18	66,9	0,273
1982	55,9	19	66,2	0,288

1983	252,6	20	65,7	0,303
1984	67,3	21	65,6	0,318
1985	48,8	22	64,4	0,333
1986	53,7	23	63,7	0,348
1987	52,4	24	62,6	0,364
1988	48,9	25	62,4	0,379
1989	92,4	26	62	0,394
1990	41,4	27	62	0,409
1991	83,8	28	61,6	0,424
1992	84,6	29	59	0,439
1993	66,9	30	58,8	0,455
1994	55,6	31	57,7	0,470
1995	53,5	32	57,7	0,485
1996	62	33	56,1	0,500
1997	67,7	34	55,9	0,515
1998	65,7	35	55,6	0,530
1999	32,1	36	53,7	0,545
2002	62,6	37	53,5	0,561
2003	41,1	38	53	0,576
2004	43,4	39	52,6	0,591
2005	52,6	40	52,4	0,606
2006	85,2	41	51,1	0,621
2007	44,1	42	49,9	0,636
2008	92,5	43	48,9	0,652
2009	90,1	44	48,8	0,667
2010	108,1	45	48,5	0,682
2011	81,1	46	46,4	0,697
2012	48,5	47	46,4	0,712
2013	43,9	48	44,6	0,727
2013	57,7	49	44,1	0,742
2013	19,5	50	43,9	0,758
2013	24,3	51	43,4	0,773
2013	19,3	52	43,4	0,788
2013	28,2	53	41,4	0,803
2013	13,9	54	41,1	0,818
2013	19,8	55	37,1	0,833
2013	11,9	56	32,1	0,848

2013	17,9	57	28,2	0,864
2013	49,9	58	24,3	0,879
2013	15,4	59	19,8	0,894
2013	57,7	60	19,5	0,909
2014	64,4	61	19,3	0,924
2015	82,1	62	17,9	0,939
2016	79,8	63	15,4	0,955
2017	65,6	64	13,9	0,970
2018	44,6	65	11,9	0,985

#### 4.4.1. Método Gumbel

La distribución Gumbel es utilizada con buenos resultados para el cálculo de valores extremos de variables meteorológicas, entre ellas precipitaciones y caudales máximos.

La distribución de Gumbel obedece a la siguiente ecuación:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}}$$

Donde:

$F(x)$  = Probabilidad de ocurrencia de una determinada tormenta

$$\alpha = \frac{S_x}{S_n}$$

$S_x$  = Desviación estándar

$S_n$  = Parámetro obtenido a partir del número de datos. En este caso, para 65 datos,  $S_n = 1,18$ .

$$\mu = x(\text{media}) - (\gamma n * \alpha)$$

$\gamma n$  = Parámetro obtenido a partir del número de datos. En este caso, para 65 datos,  $\gamma n = 0,5536$ .

$x(\text{media})$  = promedio de los datos

Se obtienen los siguientes resultados aplicando la distribución de Gumbel. Puesto que la precipitación máxima de 1982 tiene unos valores excesivamente elevados, superiores al T500, se realiza un reajuste con objeto de no distorsionar los resultados.

P retorno	Frecuencia	P máx
-----------	------------	-------

T	F(X)	x
2	0,50	61,46
5	0,80	77,02
10	0,90	87,33
25	0,96	100,35
50	0,98	110,01
100	0,99	119,60
200	0,995	129,15
500	0,998	141,76
D	=	0,113

Para saber si los datos seleccionados son independientes de la función de distribución, se calculó el coeficiente de correlación y se realizó la prueba de bondad de Kolmogorov-Smirnov mediante Excel. El valor de la D crítica para una probabilidad del 5% es de 0,185, por lo que se cumple el ajuste, obteniendo una  $D=0,113 < 0,185$ .

#### 4.4.2. Método SQRT

La ley SQRT – Emax es una ley con dos parámetros, basada exclusivamente en datos locales al igual que la ley de Gumbel. Su formulación es:

$$F(x) = e^{-k(1+\sqrt{\alpha x})e^{-\sqrt{\alpha x}}}$$

Donde

$F(x)$  = Probabilidad de ocurrencia de una determinada tormenta

$K$  y  $\alpha$  = parámetros de escala y frecuencia, respectivamente, obtenidos en función del número de datos

Para calcular  $K$  y  $\alpha$  se parte de la función de máxima verosimilitud, es necesario primeramente obtener el coeficiente de varianza CV:

$$CV = \frac{\mu \text{ (promedio)}}{\sigma \text{ (desv. estandar)}} = 0,261$$

$$\alpha = \sum_{i=0}^6 ai \times [(\ln CV)]^i = 2,058$$

$$k = \frac{\beta \times I_1}{2\mu \times (1 - e^{-\beta})} = 3717,35$$

$$I_1 = \sum_{i=0}^6 bi \times [(\ln CV)]^i$$

Los coeficientes  $ai$  y  $Bi$  se obtienen de la siguientes tablas:

Tabla 2: Valores  $ai$  y  $bi$ , Revista de obras públicas Nº 3.447

Cv :	0.99 a 0.70	0.70 a 0.30	0.30 a 0.19		Cv :	0.99 a 0.70	0.70 a 0.30	0.30 a 0.19
a0	1,318615	1,801513	-1765,86		b0	2,307319	2,342697	-0,931508
a1	-3,16463	2,473761	-7240,6		b1	-0,136674	-0,149784	2,156709
a2	-1,59552	23,556200	-11785,6		b2	-0,075036	-0,099312	-0,779770
a3	-6,26911	49,957274	-9538,0		b3	-0,013464	0,003444	0,112962
a4	-11,3177	59,775636	-3834,3		b4	0,003228	0,001014	-0,009340
a5	-22,6976	35,696876	-612,68		b5	0,000521	-0,000141	0,000412
a6	-22,0663	8,505713	0,000		b6	-0,000141	0,000005	-0,000008

Se obtienen los siguientes resultados aplicando la distribución SQRT Emax. Puesto que la precipitación máxima de 1982 tiene unos valores excesivamente elevados, superiores al T500, se realiza un reajuste con objeto de no distorsionar los resultados.

P retorno	Frecuencia	Pmax
T	F(X)	x
2	0,500	59,63
5	0,800	73,66
10	0,900	83,53
25	0,960	96,88
50	0,980	107,98
100	0,990	119,03
200	0,995	133,51
500	0,998	158,10
D		0,100

Para saber si los datos seleccionados son independientes de la función de distribución, se calculó el coeficiente de correlación y se realizó la prueba de bondad de Kolmogorov-Smirnov mediante Excel. El valor de la D crítica para una probabilidad del 5% es de 0,185, por lo que se cumple el ajuste, obteniendo una  $D=0,100 < 0,185$ .

#### 4.4.3. Método DGC

Con objeto de disponer de un contraste para los datos obtenidos en los ajustes se ha consultado la publicación "Máximas lluvias diarias en la España peninsular", de la Dirección General de Carreteras de Ministerio de Fomento.

Seguindo la metodología allí descrita, se ha obtenido del mapa de isóneas un valor de 65 mm para la media de las precipitaciones diarias máximas anuales (Pmed), y un valor de 0,38 para el coeficiente de variación (Cv).

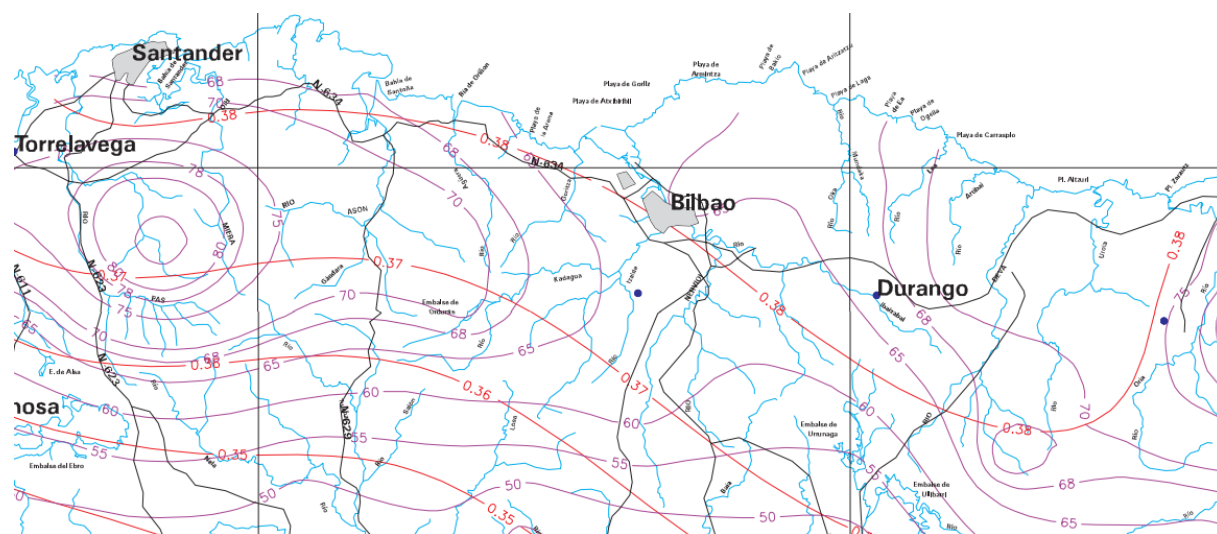


Figura 3: Mapa de Isóneas para la zona objeto de estudio. DGC

Se recogen a continuación los valores de los coeficientes de amplificación KT, obtenidos de la mencionada publicación para cada periodo de retorno en función del coeficiente de variación antedicho. También se indica la precipitación máxima diaria anual esperable para cada periodo de retorno, obtenida como producto entre el valor de Pmed expresado anteriormente, y KT.

P retorno	C. amplificación	P max
T	Kt	x
2	0,91	59,41
5	1,24	80,6
10	1,47	95,485
25	1,79	116,545
50	2,05	133,38
100	2,33	151,255
200	2,62	170,105
500	3,01	195,91

Si comparamos los datos obtenidos de esta publicación con los que proporciona el análisis estadístico efectuado observamos que los valores correspondientes al método de las isóneas son más conservadores para periodos de retorno elevados, no existiendo grandes diferencias para periodos de retorno pequeños con respecto a los dos ajustes estadísticos.

A fin de seleccionar los valores de precipitación máxima diaria a emplear en el proyecto se considerarán los que proporciona el método de las isóneas al ser los más conservadores. Los valores finales son, pues, los siguientes:

T	GUMBEL	SQRT ETMAX	MOPU	Pd (mm/24h)
2	<b>61,46</b>	59,63	59,41	<b>61,46</b>
5	77,02	73,66	<b>80,6</b>	<b>80,60</b>
10	87,33	83,53	<b>95,485</b>	<b>95,49</b>
25	100,35	96,88	<b>116,545</b>	<b>116,55</b>
50	110,01	107,98	<b>133,38</b>	<b>133,38</b>
100	119,60	119,03	<b>151,255</b>	<b>151,26</b>
200	129,15	133,51	<b>170,105</b>	<b>170,11</b>
500	141,76	158,10	<b>195,91</b>	<b>195,91</b>

#### 4.5. 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:

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

donde:

I (T, t) (mm/h) Intensidad de precipitación correspondiente a un período de retorno T y a una duración del aguacero t

I<sub>d</sub> (mm/h) Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T

F<sub>int</sub> (adimensional) Factor de intensidad

##### 4.5.1. Intensidad media diaria de precipitación corregida

La intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T, se obtiene mediante la fórmula:

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

Donde:

I<sub>d</sub> (mm/h) Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T



Pd (mm) Precipitación diaria correspondiente al período de retorno T.

KA (adimensional): Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca. No aplica al ser el área menor a 1 km<sup>2</sup>

Por lo tanto, para el periodo de retorno de T= 25 y 50 años se obtienen las siguientes intensidades medias diarias:

T	Pd (mm/24h)	Id (mm/h)
25	116,55	<b>4,86</b>
100	151,26	<b>6,30</b>

#### 4.5.2. Factor de intensidad

El factor de intensidad introduce la torrencialidad de la lluvia en el área de estudio. Se tomará el mayor de los obtenidos a continuación:

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

Donde:

Fint (adimensional) Factor de intensidad

Fa (adimensional) Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (I1 /Id )

Fb (adimensional) Factor obtenido a partir de las curvas IDF

##### Obtención Fa:

$$Fa = \frac{I1}{Id}^{3,5287 - 2,5287 t^{0,1}}$$

Tomando de los mapas proporcionados en la IC -5, el valor I1/Id para la zona de estudio es de 9, por lo que, para los diferentes tiempos de concentración se obtienen los Fa correspondientes.

##### Obtención Fb:

$$F_b = k_b \frac{I_{IDF}(T, t_c)}{I_{IDF}(T, 24)}$$

Fb (adimensional): Factor obtenido a partir de las curvas IDF de un pluviógrafo próximo.

I<sub>IDF</sub> (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<sub>IDF</sub> (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 h)

k<sub>b</sub> (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. Se puede tomar kb = 1,13.

Dado que no se dispone de las curvas IDF, se recurre a la "Nueva formulación para cualquier duración a partir de la precipitación diaria en la España peninsular", (Salas, 2005 y Salas y Fernández, 2006) para la obtención de I (T,tc), donde se obtiene:

$$\frac{I_{IDF}(T, t_c)}{I_{IDF}(T, 24)} = \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{24^a - t^a}{24^a - 1}}$$

A partir de los mapas de dicha publicación, se tiene que I1/Id= 7 y a=0,075. Sustituyendo en la primera ecuación, y para un valor de Kb= 1,13, se obtienen los valores de Fb para cada tiempo de concentración.

Tc (min)	Tc (horas)	Fa	Fb	F int (max Fa, Fb)
5	0,08	30,56	27,04	30,56
10	0,17	22,39	19,63	22,39
15	0,25	18,48	16,15	18,48
20	0,33	16,04	14,01	16,04
25	0,42	14,34	12,52	14,34
30	0,50	13,06	11,41	13,06
35	0,58	12,05	10,53	12,05
40	0,67	11,22	9,82	11,22
45	0,75	10,54	9,23	10,54
50	0,83	9,95	8,73	9,95
55	0,92	9,44	8,29	9,44
60	1,00	9,00	7,91	9,00
65	1,08	8,61	7,57	8,61
70	1,17	8,26	7,27	8,26
75	1,25	7,94	7,00	7,94
80	1,33	7,65	6,76	7,65
85	1,42	7,39	6,53	7,39

90	1,50	7,15	6,33	7,15
95	1,58	6,93	6,14	6,93

#### 4.5.3. Intensidad de precipitación obtenida

T = 25		T = 100	
Id	4,86	Id	6,30
Duración (min)	Intensidad (mm/h)	Duración (min)	Intensidad (mm/h)
5	148,40	5	192,60
10	108,73	10	141,11
15	89,72	15	116,44
20	77,91	20	101,11
25	69,63	25	90,37
30	63,40	30	82,29
35	58,50	35	75,92
40	54,50	40	70,73
45	51,16	45	66,40
50	48,32	50	62,71
55	45,86	55	59,52
60	43,70	60	56,72

#### 4.6. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

El coeficiente de escorrentía define la porción de intensidad de lluvia  $I_t$  que genera escorrentía superficial. El coeficiente de escorrentía  $C$ , se obtiene de la expresión:

$$C = \frac{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} - 1\right) \left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 23\right)}{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 11\right)^2}$$

donde:

$C$  (adimensional) Coeficiente de escorrentía

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

$K_A$  (adimensional) Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca

$P_0$  (mm) Umbral de escorrentía =  $P_0^i \cdot \beta$

$P_0^i$  (mm) Valor inicial del umbral de escorrentía, de las tablas IC-5, se obtiene:

Complejo ferroviario: 5

Zonas verdes: 29

Tejido urbano discontinuo: 8

Pavimento y zonas impermeables: 1

$\beta$  = coeficiente corrector del umbral de escorrentía. Se obtiene de las tablas de la IC-5. Para la región 13 en la que se encuentra la zona de estudio,  $\beta = 1.15$  para  $T=25$  y  $\beta = 1.34$  para  $T=100$  años.

Se obtiene:

Cuencas	Uso	Área (m2)	P0i (mm)	P0 25 (mm)	P0 100 (mm)	C 25	C 100
Cuenca P.1	Zonas verdes	7352	29	33.35	38.86	0.31	0.35
Cuenca S.1	Complejo ferroviario	4233	5	5.75	6.7	0.85	0.87
Cuenca P.2	Urbano discontinuo	8390	8	9.2	10.72	0.74	0.77
Cuenca S.2	Complejo ferroviario	4362	5	5.75	6.7	0.85	0.87
Cuenca S.3	Edificio	8615	1	1.15	1.34	0.99	0.99
Cuenca S.4	Pavimento	1900	1	1.15	1.34	0.95	0.95
Cuenca S.5	Complejo ferroviario	2470	5	5.75	6.7	0.85	0.87
Cuenca S.6	Zonas verdes	1640	29	33.35	38.86	0.31	0.35
Cuenca P.3:	Carreteras y zonas verdes	77390	20.6	23.69	27.604	0.43	0.47
Cuenca S.7:	Pavimento	700	1	1.15	1.34	0.99	0.99
Cuenca S.8:	Pavimento	1270	1	1.15	1.34	0.99	0.99

#### 4.7. COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD DE 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:

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

Tc (horas) Tiempo de concentración de la cuenca

#### 4.8. OBTENCIÓN DE LOS CAUDALES DE DISEÑO

Siguiendo la metodología indicada, se han obtenido los caudales aportados por las cuencas en los puntos de desagüe.

Se muestran los resultados de los caudales obtenidos en cada una de las cuencas en la siguiente tabla:

	Área (km <sup>2</sup> )	tc (min)	Kt	T 25			T 100		
				I (mm/h)	C	Q (l/s)	I (mm/h)	C	Q (l/s)
Cuenca P.1	0.007	27.83	1.03	63.40	0.31	<b>41.82</b>	82.29	0.35	<b>60.50</b>
Cuenca S.1	0.004	10.00	1.01	108.73	0.85	<b>109.84</b>	141.11	0.87	<b>145.82</b>
Cuenca P.2	0.008	18.25	1.02	77.91	0.74	<b>137.03</b>	101.11	0.77	<b>184.71</b>
Cuenca S.2	0.004	10.00	1.01	108.73	0.85	<b>113.19</b>	141.11	0.87	<b>150.27</b>
Cuenca S.3	0.009	10.00	1.01	108.73	0.99	<b>259.17</b>	141.11	0.99	<b>337.05</b>
Cuenca S.4	0.002	10.00	1.01	108.73	0.95	<b>54.93</b>	141.11	0.95	<b>71.29</b>
Cuenca S.5	0.002	10.00	1.01	108.73	0.85	<b>64.09</b>	141.11	0.87	<b>85.09</b>
Cuenca S.6	0.002	10.00	1.01	108.73	0.31	<b>15.70</b>	141.11	0.35	<b>22.72</b>
Cuenca P.3:	0.077	19.39	1.02	77.91	0.43	<b>735.55</b>	101.11	0.47	<b>1038.52</b>
Cuenca S.7:	0.001	10.00	1.01	108.73	0.99	<b>21.06</b>	141.11	0.99	<b>27.39</b>
Cuenca S.8:	0.001	10.00	1.01	77.91	0.99	<b>27.38</b>	101.11	0.99	<b>35.6</b>

## 5. DRENAJE

En este apartado, y a partir de los datos obtenidos en el apartado anterior, se trata de proyectar adecuadamente los elementos de drenaje superficial de la cochera.

La recogida de aguas pluviales se realiza mediante cunetas, sumideros y tubos dren en la plataforma. La evacuación de esta recogida se realiza mediante arquetas y colectores a las cunetas perimetrales dispuestas tanto al norte como al sur.

La cuneta norte, a su vez, tiene como función la restitución de la cuneta existente en el margen de la vía principal, ya que queda interceptada por el desarrollo de la cochera.

El drenaje desarrollado consiste en la disposición de los elementos necesarios para:

- Recoger el agua en la plataforma y taludes de desmonte y conducirla hasta el punto de drenaje.
- Encauzar la escorrentía de las áreas adyacentes que inciden en la cochera.

Todas las cuencas drenadas mediante los elementos de drenaje longitudinal, plataforma y taludes, se consideran cuencas de pequeña superficie.

El **drenaje longitudinal**, diseñado para un periodo de retorno de T=25años, se resuelve mediante los siguientes elementos:

- Tubos dren en las plataformas
- Cunetas perimetrales a pie de terraplén tanto al norte como al sur de la cochera
- Colectores allá donde se haya superado la capacidad hidráulica de las cunetas, así como para la recogida de aguas en el parking a través de sumideros.

El drenaje transversal, diseñado para un periodo de retorno de T=100 años, se resuelve mediante:

- Colector transversal para la recogida de los tubos dren en la playa de vías y desagua a la cuneta perimetral
- Colector transversal para la reconducción de la cuneta perimetral bajo la vía de acceso a la cochera en la zona Oeste, que además recoge una cuenca principal de mayor superficie tal y como se muestra en la siguiente figura, denominada Cuenca Principal 3.

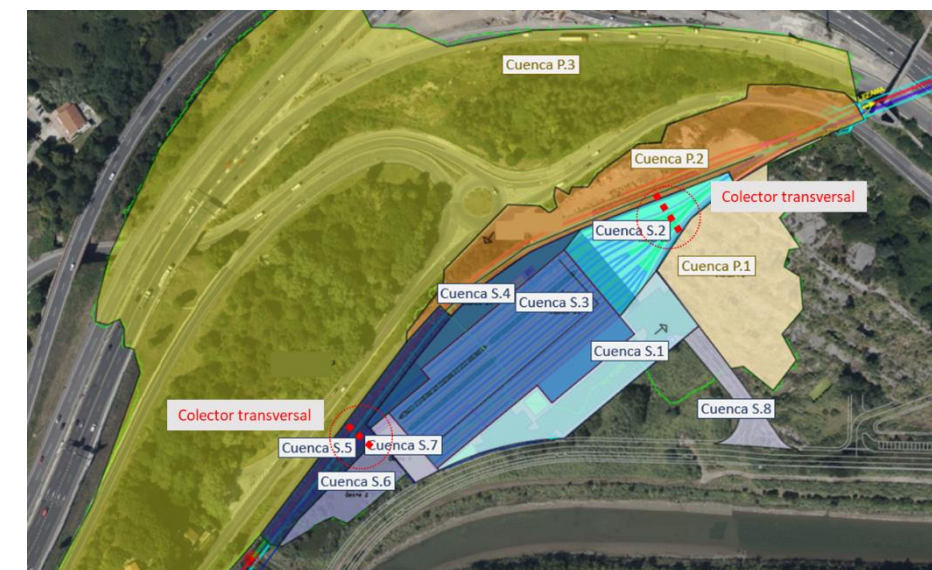


Figura 4: Colectores transversales en la urbanización y cuencas principales consideradas



## 5.1. ELEMENTOS DE DRENAJE SOSTENIBLE

Se disponen además los siguientes elementos de drenaje sostenible:

### 5.1.1. Cuneta verde:

#### Cuneta perimetral sur (Cuneta C3)

Cuya finalidad es transportar superficialmente la escorrentía. Deben diseñarse para generar bajas velocidades (< 1 m/s) y permitir la sedimentación de las partículas y la absorción de contaminantes. Para ello, la pendiente longitudinal debe estar entre el 0,5% y el 3%.

Su función principal es filtrar y ralentizar la escorrentía. Propicia la evapotranspiración y la depuración natural. La proporción alto-ancho recomendada es de 1:3, y el ancho mínimo es de 0,5 m.

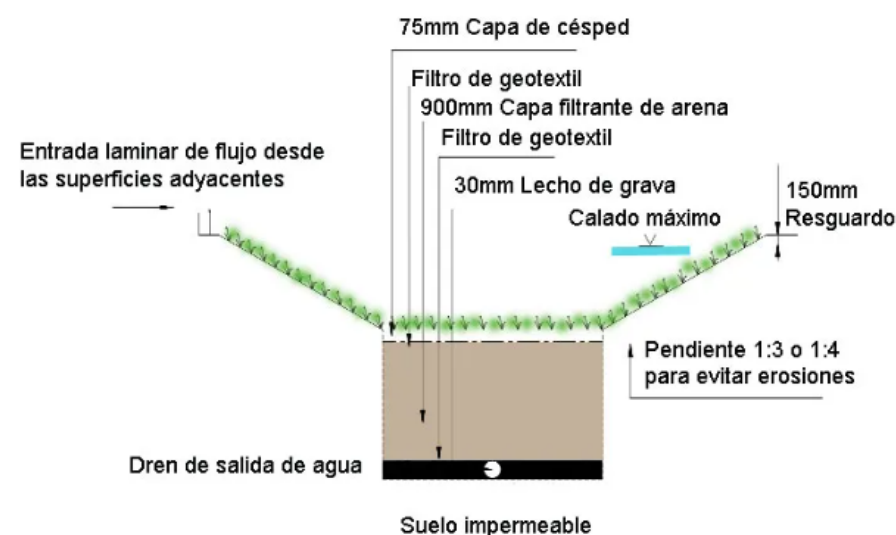


Figura 5: Esquema de una cuneta verde. Fuente: Sudsostenible

El dren inferior deberá ser de PVC, con un diámetro mínimo de 100mm y con 150mm de grava limpia sobre él. Tanto la grava como el dren deben estar envueltos con un geotextil. Su dimensionamiento se detalla en el apartado 6.2.

### 5.1.2. Pavimento permeable:

#### Se dispone en las plazas de aparcamiento

Se trata de pavimentos que dejan pasar el agua a su través. Al tratarse de terrenos de baja permeabilidad, no se considera la infiltración del agua en el terreno, sin embargo se consigue una acumulación del agua de escorrentía y un retraso en el caudal pico, consiguiendo de esta forma laminar la escorrentía al punto de descarga.

El agua atraviesa la superficie permeable, que actúa a modo de filtro, hasta la capa inferior que sirve de reserva, atenuando de esta forma las puntas del flujo de escorrentía superficial. Además, las distintas capas permeables retienen partículas de diversos tamaños, aceites y grasas.



Figura 6: Parking con pavimento permeable de hormigón armado. Fuente: Paviprint

En las secciones a continuación se diseña un pavimento de césped reforzado con hormigón y rellenando los huecos del mallado con tierra vegetal. De esta manera se permite el crecimiento del césped y el paso del agua a las capas inferiores del pavimento, asegurando una correcta resistencia al tráfico. Este tipo de acabado es especialmente recomendado y utilizado para áreas de aparcamiento.

Es importante que este sistema se construya de manera adecuada, ya que los suelos no tienen que ser totalmente compactados para garantizar la permeabilidad de las capas inferiores. El tipo de hierba debe ser adecuado al clima.

## 5.2. CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO Y DESCRIPCIÓN DE LOS PRINCIPALES ELEMENTOS

### 5.2.1. Colectores y cunetas

Una vez se ha obtenido el caudal generado en cada una de las cuencas, se procede al dimensionamiento de colectores y cunetas con la fórmula de Manning de forma que la capacidad de cada uno de ellos sea mayor que el caudal generado por cada cuenca. Para ello, se ha procedido al dimensionamiento considerando un 75% de la capacidad de los elementos.

$$\text{Ecuación de Manning: } Q = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \times A$$

Donde:

Q = Caudal (m3/s)



n = Rugosidad de Manning (0.013 hormigón, 0.009 PVC)

R = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente (m/m).

A = Área mojada (m<sup>2</sup>)

Se permite la velocidad mínima de diseño de 0,50 m/s (para evitar un asentamiento excesivo de sólidos) y una máxima de 2,5 m/s (para evitar la abrasión en tuberías y zanjas).

De acuerdo con estos criterios, se han calculado los diámetros y pendientes para las distintas canalizaciones hasta su punto de vertido. Se han numerado las arquetas principales donde se produce un cambio de dirección.

• **CUNETA C1:**

Cuneta perimetral al norte de la parcela para la recogida de aguas de las cuencas P.1, S.2, S.3, S.4 y S.5. Posteriormente se encauzan bajo la vía de acceso a la cochera desde el Oeste mediante el colector T2.

Las dimensiones establecidas para evacuar la totalidad del caudal de estas cuencas para un periodo de Retorno de 25 años es una base de 0.5m, altura de 0.4m y una anchura superior de 1.3m.

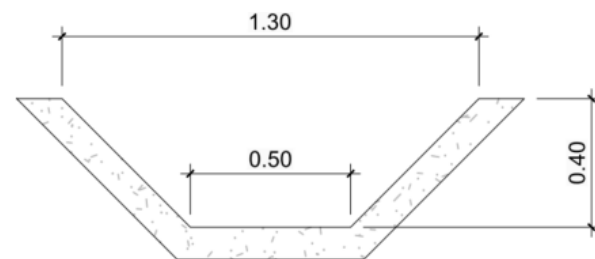


Figura 7: Sección tipo de cuneta C1

• **CUNETA C2:**

Da continuidad al colector T2 hasta su desembocadura en la obra de drenaje transversal existente. Esta cuneta es de mayores dimensiones que la C1 ya que recoge las aguas de la Cuenca P.3, S.6 y S.7.

Las dimensiones establecidas para evacuar la totalidad del caudal de estas cuencas para un periodo de Retorno de 25 años es una base de 0.7m, altura de 0.5m y una anchura superior de 2.2m.

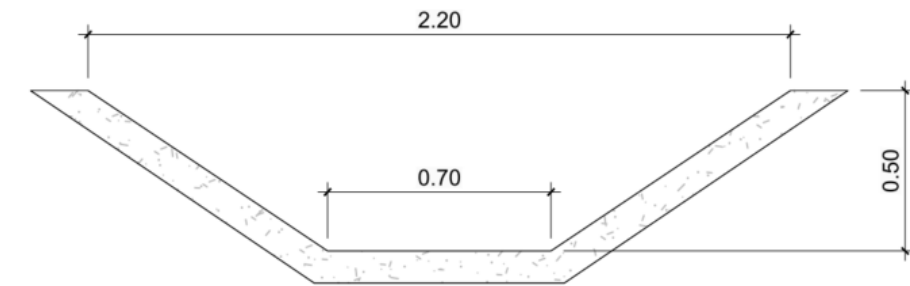


Figura 8: Sección tipo de cuneta C2

• **CUNETA C3:**

Se diseña una cuneta verde perimetral al sur de la parcela para recoger las aguas procedentes de la Cuenca Principal 1 (Cuenca P.1) y evacuarlas por medio del Colector T4.

Se trata de un elemento de drenaje sostenible cuyo objetivo es ralentizar la escorrentía y permitir la sedimentación e infiltración parcial de la escorrentía en el terreno.

Las dimensiones de la cuneta se obtienen a partir de la fórmula de Manning, al igual que en los anteriores casos, si bien al tratarse de una cuneta verde se aplica un coeficiente de rugosidad de 0.04, mientras que las de hormigón se dimensionan con un coeficiente de 0.013.

De esta forma, para evacuar el caudal generado por la Cuenca P.1 son necesarias unas dimensiones de 0.5m de base, 0.20 de altura y 1.7m de anchura superior en el primer tramo.

Una vez que se recoge el caudal evacuado de la zona del parking Cuenca S.1, es necesario 0.5m de base, 0.25 de altura y 2m de anchura superior en el segundo tramo. Este segundo tramo incluye un colector bajo la cuneta al que verter el agua en los puntos de cambio de dirección en los que se disponen arquetas. La tramificación viene definida en los planos de proyecto.

Para el cálculo del tubo dren, se calcula primeramente el flujo de entrada hasta el tubo dren a través del medio filtrante, por medio de la ecuación de Darcy:

$$Q = A k i$$

Donde

Q= Capacidad del medio filtrante (m<sup>3</sup>/s)

A= área en planta del medio filtrante por donde circulará el caudal de agua (m<sup>2</sup>)

K= coeficiente de permeabilidad del medio filtrante. Se considera 0.0005m/s para un medio arenoso.

$I$ = gradiente hidráulico. Para flujos verticales en distancias cortas puede considerarse igual a 1.

Se obtiene de esta forma un caudal  $Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$ . Con ello, se procede al dimensionamiento del tubo dren de forma que su capacidad sea mayor o igual al caudal obtenido, ya que ese será el caudal a evacuar por el tubo dren.

El flujo a través de una tubería perforada se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

$$Q = C_d A_o \sqrt{2gh}$$

Donde:

$Q$ = caudal evacuado por el orificio  $\text{m}^3/\text{s}$

$C_d$ = Coeficiente de descarga, en este caso 0.6 por ser el material de la capa filtrante más pequeño que los orificios del tubo. Este supone el caso más desfavorable.

$A_o$  = área del orificio,  $\text{m}^2$ . Se consideran orificios de 5 mm de diámetro.

$h$ = altura hidráulica, puede considerarse el diámetro del tubo dren (0.01 m)

De esta forma, y suponiendo una media de 40 perforaciones por metro de longitud del tubo, se obtiene un caudal desaguado en la totalidad de su longitud de  $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ , mayor que el caudal que llega al tubo dren, por lo que se dispone de un tubo dren de 100mm.

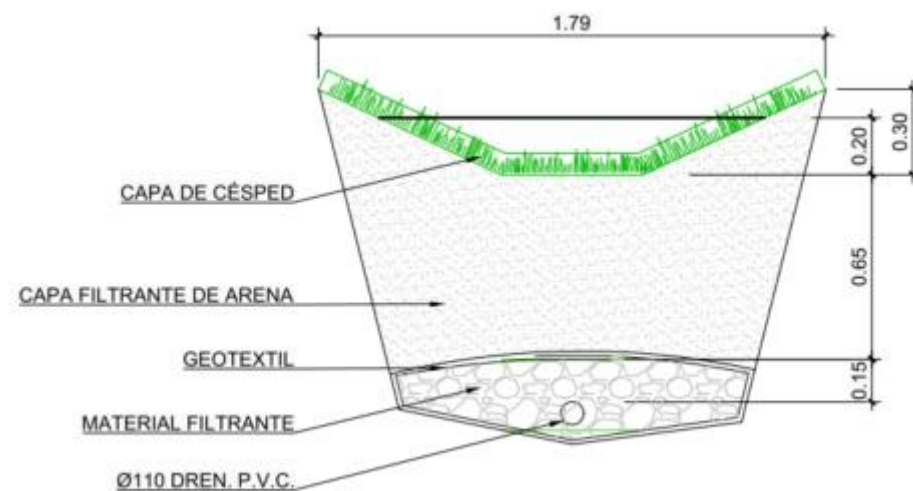


Figura 9: Sección tipo de cuneta verde

• **COLECTOR T1**

Se trata del colector transversal que recoge los drenes de la playa de vías (parcial de la Cuenca S.2) y los desagua en la Cuneta C1 perimetral. Al tratarse de un sistema de drenaje transversal, se dimensiona para un periodo de retorno de 100 años.

Se dispone de un diámetro mínimo de 500 mm al ser bajo vías, a una profundidad mínima de 1 metro. Previo a la descarga, el colector desemboca en una arqueta desarenadora.

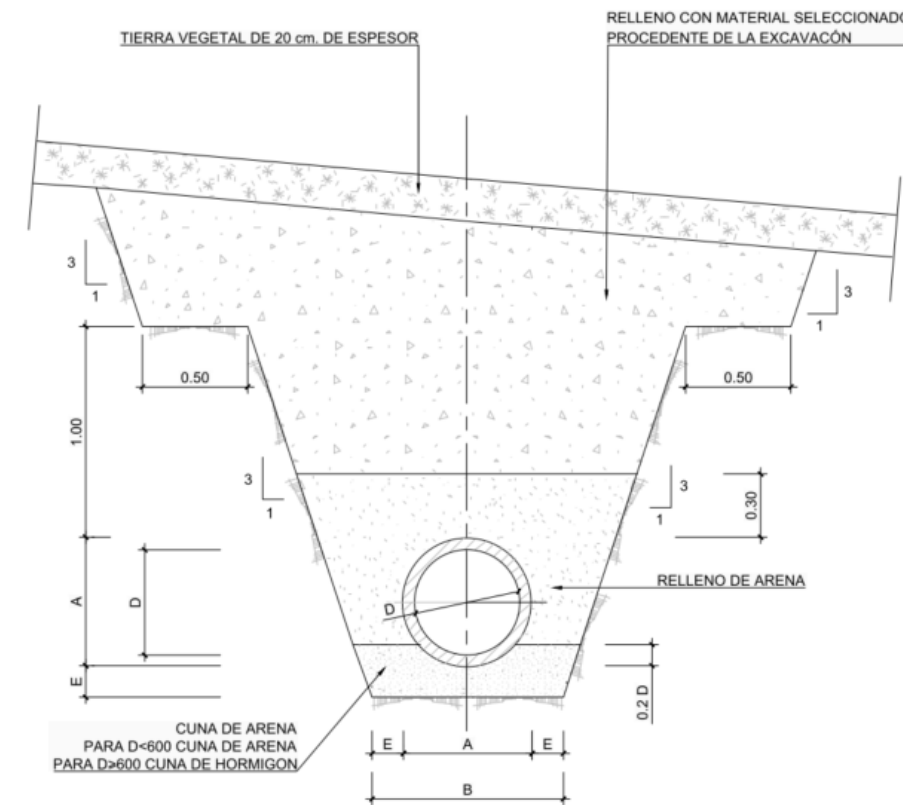


Figura 10: Sección tipo de colector transversal de hormigón

• **COLECTOR T2**

Colector transversal que da continuidad a la Cuneta perimetral C1 bajo la vía de acceso a la cochera en el extremo Oeste.

Al ser un elemento de drenaje transversal, se dimensiona para un periodo de retorno de 100 años para canalizar el flujo de la Cuneta C1 bajo la vía de acceso a la cochera. Se incluye además el caudal aportado por la Cuenca P.3.

De esta forma, se obtiene un colector de diámetro 1 m.

- **COLECTOR T3**

Colector longitudinal para la recogida de escorrentía de la zona del aparcamiento a través de sumideros localizados en los puntos bajos.

Este colector recogerá a su vez las aguas provenientes de los drenes del pavimento permeable, descritos en el siguiente apartado.

El diámetro necesario para la evacuación de la escorrentía para un periodo de retorno de 25 años es de 400 mm.

- **COLECTOR T4:**

Se trata del colector que reconduce las aguas de la cuneta verde C3 hasta el punto de conexión con el drenaje proyectado en el proyecto del vial de playabarri (pozo PA-7, ver planos de proyecto) y que desagua al río Asúa.

El diámetro necesario para la evacuación de las cuencas P.1 y S.1 para un periodo de retorno de 25 años es de 400mm.

- **COLECTOR T5:**

Se trata del colector que conduce las aguas de la margen derecha del vial de acceso a la parcela y las descarga en el Colector T3. Se trata de un colector de 200mm.

- **COLECTOR T6:**

Se trata del colector que conduce las aguas de la margen izquierda del vial de acceso a la parcela y las descarga en el Colector T5. Se trata de un colector de 200mm.

- **DRENES PLAYA DE VÍAS (D1 – D5):**

Se dispone de tubos dren de 200 mm en la playa de vías de forma que se recoja el flujo de la plataforma mediante la pendiente formada por las capas inferiores. Los tubos dren se reconducen al Colector T1, que desagua en la Cuneta C1, perimetral al norte de la cochera.

### 5.2.2. Pavimento permeable

Para el dimensionamiento de las capas principales y el tubo dren se siguen las directrices del CIRIA SuDS Manual como referente para el diseño de sistemas de drenaje sostenible. Al tratarse de zonas de

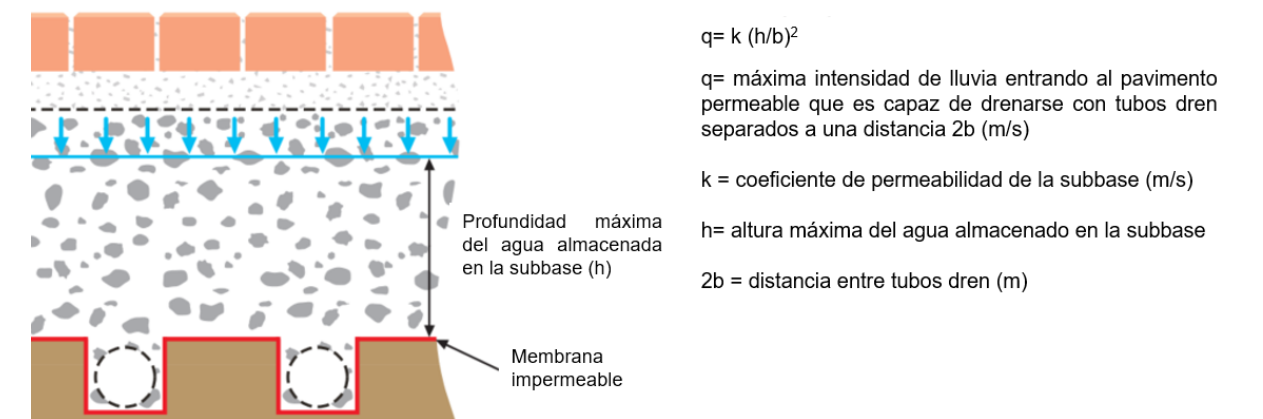
aparcamiento, se considera una carga principalmente de vehículos ligeros, pudiendo ser ocasionalmente transitada por vehículos pesados en el caso de realizar maniobras. Para esta categoría de tráfico son de aplicación los siguientes espesores:

- **Superficie de césped reforzado:** variable según proveedor. Espesor medio 100 mm
- **Capa de transición: 50 mm**  
El relleno de arena para los sistemas de césped reforzado debe ser de drenaje libre pero con suficiente contenido orgánico para sustentar las plantas. Un material para la zona de la raíz es adecuado, y también existen muchas otras mezclas recomendadas por los proveedores de las rejillas de hormigón. La capa vegetal normal no es adecuada.
- **Sub base: 300 mm.**

La subbase está formada por material granular y será la capa en la que se almacene el agua hasta ser evacuado por el tubo dren. Deberá tener una permeabilidad mínima de  $6 \cdot 10^{-2}$ . La ejecución de la misma se deberá realizar de acuerdo con lo indicado en el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales del Ministerio de Fomento.

Para maximizar la fricción entre las partículas y así aumentar la resistencia, las partículas deben ser ásperas y angulosas para proporcionar una buena trabazón. Para lograr esto, se requiere roca triturada (granito, basalto, gabro) u hormigón con >90% de caras de fractura. La arena y la grava con partículas redondeadas no deben usarse en la construcción de subbases de pavimento permeable.

El espaciamiento entre los tubos dren de salida puede calcularse por medio de la fórmula de Cedergren (1974), en la que el máximo caudal capaz de desaguar por un tubo dren de 100 mm viene dado por la siguiente expresión:



De esta forma, para desaguar un caudal de periodo de retorno 25 años de la cuenca S.1, formada por la carretera y parking, se obtiene una separación de 28m. Se coloca un tubo dren por lo tanto cada 10 plazas de parking.

Por medio de la fórmula anteriormente descrita para el cálculo del tubo dren de la cuneta vegetal, se repite el proceso de cálculo de capacidad a desaguar por el tubo dren y se comprueba para cada intervalo de lluvias para el periodo de retorno de 25 años la altura de agua en la subbase. Para un tubo dren de 100 mm por cada 10 plazas de parking se obtienen los siguientes resultados:

Duración (min)	Intensidad (mm/h)	Entrada m <sup>3</sup> /s	Entrada m <sup>3</sup>	Salida m <sup>3</sup>	h (m)	h (mm)
10.0	108.7	0.006	3.510	0.528	0.080	79.53
20.0	77.9	0.004	5.030	1.055	0.106	105.99
30.0	63.4	0.003	6.140	1.583	0.122	121.53
40.0	54.5	0.003	7.037	2.110	0.131	131.39
50.0	48.3	0.003	7.799	2.638	0.138	137.63
60.0	43.7	0.002	8.465	3.165	0.141	141.32
70.0	40.1	0.002	9.059	3.693	0.143	143.10
80.0	37.2	0.002	9.597	4.220	0.143	<b>143.38</b>
90.0	34.7	0.002	10.089	4.748	0.142	142.44
100.0	32.7	0.002	10.544	5.275	0.140	140.50
110.0	30.9	0.002	10.967	5.803	0.138	137.70
120.0	29.3	0.002	11.362	6.330	0.134	134.18
130.0	28.0	0.002	11.734	6.858	0.130	130.02

Se obtiene que la máxima profundidad a la que llega la lámina de agua en la subbase es de 143.38mm, mientras que la subbase de diseño es de 300 mm, por lo que se cumple.

### 5.2.3. Arquetas desarenadoras

Se dispone una arqueta desarenadora previo al vertido de las aguas de escorrentía de la playa de vías a la cuneta perimetral norte, C.1. Esta arqueta deberá tener la capacidad de tratar el agua de escorrentía de un periodo de retorno de 2 años y remover las partículas de 100 micrones, ya que las primeras lluvias son las que arrastran la mayor cantidad de contaminantes.

Se obtiene a continuación, por los métodos descritos anteriormente, el caudal de T=2 años para la cuenca S.2, correspondiente a la playa de vías:

I (mm/h)	C	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (l/s)
57.33	0.85	0.06	59.68

A partir de la información obtenida de los distintos proveedores, se tiene que para este caudal es suficiente una arqueta separadora de modelo DD1800, de diámetro interior 1.8 m, y se instalará en paralelo a una tubería de descarga, de forma que el caudal del periodo de retorno 2 años sea tratado y el excedente pueda ser desaguado.

RENDIMIENTOS Y ESPECIFICACIONES					
MODELO	Diametro Interior (mm)	Qmtr. (l/s)	Qmax. (l/s)	Volumen Aceites (lts)	Volumen Sedimentos (lts)
DD1200	1.200	45	84	264	533
DD1800	1.800	122	226	817	1.605
DD2500	2.500	249	425	2.044	3.554
DD3000	3.000	425	708	3.974	6.650

Qmtr. es el caudal máximo de tratamiento para remover partículas de 100 micrones.  
Qm. es el Caudal máximo basado en el sistema proporcionando eficiencias de remoción positivas.

Figura 11: Información de caudales tratados por los separadores, Fuente: Drenatura



### 5.3. TABLA DE CÁLCULO

#### D. Dren playa vías a transversal T1

Cuenca vertiente	Dren	Cota terreno	Longitud	Longitud total	Profundidad		Nivel inferior		Pendiente	Salto	DIAM	MAT	N	V	Rh	A	Pm	Q
			m	m	Entrada	Salida	IN	OUT			mm			m/s				l/s
S.2. parcial	D1	4.5			-	1.63	2.86	2.86	-	0.0	200							
S.2. parcial	T1.1	4.2	44.00	44.00	1.57	1.57	2.64	2.64	0.0050	0.0	200	PVC	9	1.21	0.06	0.03	0.42	30.55
S.2. parcial	D2	4.5			-	1.63	2.86	2.86	-	0.0	200							
S.2. parcial	T1.1	4.2	41.00	41.00	1.55	1.55	2.65	2.65	0.0050	0.0	200	PVC	9	1.21	0.06	0.03	0.42	30.55
S.2. parcial	D3	4.5			-	1.63	2.86	2.86	-	0.0	200							
S.2. parcial	T1.1	4.2	41.50	41.50	1.55	1.55	2.65	2.65	0.0050	0.0	200	PVC	9	1.21	0.06	0.03	0.42	30.55
S.2. parcial	D4	4.5			-	1.63	2.86	2.86	-	0.0	200							
S.2. parcial	T1.1	4.2	42.00	42.00	1.56	1.56	2.65	2.65	0.0050	0.0	200	PVC	9	1.21	0.06	0.03	0.42	30.55
S.2. parcial	D5	4.5			-	1.63	2.86	2.86	-	0.0	200							
S.2. parcial	T1.5	4.2	45.00	45.00	1.59	1.59	2.63	2.63	0.0050	0.0	200	PVC	9	1.21	0.06	0.03	0.42	30.55
S.2. parcial	D.6	4.00			-	1.25	2.75	2.75	-	0.0	200							
S.2. parcial	C1.1	3.9	18.00	18.00	1.24	1.24	2.66	<b>2.66</b>	0.0050	0.00	200	PVC	9	1.21	0.06	0.03	0.42	30.55

#### T.1. Transversal T1

Cuenca vertiente	Arqueta	Cota terreno	Longitud	Longitud total	Profundidad		Nivel inferior		Pendiente	Salto	DIAM	MAT	N	V	Rh	A	Pm	Q
			m	m	Entrada	Salida	IN	OUT			mm			m/s				l/s
S.2. parcial	T1.1	4.2			-	1.60	2.64	<b>2.64</b>	-	0.0	500							
S.2. parcial	T1.2	4.2	3.00	3.00	1.62	1.62	2.63	2.63	0.0050	0.0	500	PVC	13	1.54	0.15	0.16	1.05	243.50
S.2. parcial	T1.3	4.2	4.00	7.00	1.61	1.61	2.61	2.61	0.0050	0.0	500	PVC	13	1.54	0.15	0.16	1.05	243.50
S.2. parcial	T1.4	4.2	4.50	11.50	1.63	1.63	2.58	2.58	0.0050	0.0	500	PVC	13	1.54	0.15	0.16	1.05	243.50
S.2. parcial	T1.5	4.2	3.30	14.80	1.67	1.67	2.57	<b>2.57</b>	0.0050	0.0	500	PVC	13	1.54	0.15	0.16	1.05	243.50
S.2. parcial	Disch	4.2	9.50	24.30	1.72	1.72	<b>2.52</b>	2.52	0.0050	0.0	500	PVC	13	1.54	0.15	0.16	1.05	243.50

#### C.1. Cuneta Norte

Cuenca vertiente	Dren	Cota terreno	Longitud	Longitud total	Profundidad	Nivel inferior	Pendiente	H	B0	i	B	tan	Rh	A	p	lado	N	V
			m	m	Entrada	IN				Vertical/Horizontal								
P.2, S.2	C1.0	3.0			<b>2.66</b>	<b>2.66</b>	0.004	0.4	0.5	1	1.3	1.56	0.22	0.36	1.63	0.57	13	1.78
P.2, S.2	C1.1	3.0	54.00	54.00	0.56	<b>2.44</b>	0.004	0.4	0.5	1	1.3	1.56	0.22	0.36	1.63	0.57	13	1.78
P.2, S.2, S.3, S.4	C2.2	2.5	69.00	123.00	0.30	<b>2.20</b>	0.004	0.4	0.5	1	1.3	1.56	0.22	0.36	1.63	0.57	13	1.66
P.2, S.2, S.3, S.4, S.5, P.3	T2.1	2.5	195.00	318.00	0.98	<b>1.52</b>	0.004	0.4	0.5	1	1.3	1.56	0.22	0.36	1.63	0.57	13	1.66
P.2, S.2, S.3, S.4, S.5, P.3	T2.2	2.5	10.00	328.00	1.03	<b>1.47</b>	0.005	0.5	0.7	0.67	2.2	0.79	0.29	0.73	2.50	0.90	13	2.38

P.2, S.2, S.3, S.4, S.5, P.3, S.6, S.7	C2.1	2.5	46.00	374.00	1.24	1.26	0.005	0.5	0.7	0.67	2.2	0.79	0.29	0.73	2.50	0.90	13	2.28
--	------	-----	-------	--------	------	------	-------	-----	-----	------	-----	------	------	------	------	------	----	------

#### T.2 Transversal Cuneta Norte

Cuenca vertiente	Dren	Cota terreno	Longitud	Longitud total	Profundidad	Nivel inferior	Pendiente	Salto	DIAM	MAT	N	V	Rh	A	Pm	Q		
			m	m	Entrada	Salida	IN	OUT	mm			m/s				l/s		
P.2, S.2, S.3, S.4, S.5, P.3	T2.1	4.0			-	1.52		1.52	-	0.0	1200							
P.2, S.2, S.3, S.4, S.5, P.3	T2.2	4.0	10.00	10.00	2.53	2.53	1.47	1.47	0.0050	0.00	1200	HM	13	2.76	0.36	0.91	2.51	2514.20

#### C.2 - Cuneta Sur (Verde)

Cuenca vertiente	Dren	Cota terreno	Longitud	Longitud total	Profundidad	Cota	Pendiente	H	B0	i	B	tan	Rh	A	p	lado	N	V
			m	m	Entrada	Inferior				Vertical/Horizontal								
P.1	C2.1	3.8			-	3.45	0.005	0.20	0.5	0.33	1.7	0.35	0.12	0.22	1.76	0.63	40	0.44
P.1	C2.2	3.9	55.00	55.00	0.68	3.18	0.005	0.20	0.5	0.33	1.7	0.35	0.12	0.22	1.76	0.63	40	0.44
P.1	C2.3	4.3	55.00	110.00	1.40	2.90	0.005	0.20	0.5	0.33	1.7	0.35	0.12	0.22	1.76	0.63	40	0.44
P.1, S.2, S.8	C2.4	4.5	45.00	155.00	1.83	2.68	0.005	0.25	0.5	0.33	2	0.35	0.15	0.3125	2.08	0.79	40	0.50

#### T.4 Colector Cuneta Sur

Cuenca vertiente	Dren	Cota terreno	Longitud	Longitud total	Profundidad	Nivel inferior	Pendiente	Salto	DIAM	MAT	N	V	Rh	A	Pm	Q		
			m	m	Entrada	Salida	IN	OUT	mm			m/s				l/s		
S.1	T4.0	4.3	10	10	2.96	2.96	1.35	1.35	0.007	0.0	400	PVC	9	2.27	0.12	0.10	0.84	229.53
P.1, S.1, S.8	C2.4	4.3	4.30	4.30	3.03	3.03	1.28	1.28	0.0070	0.0	400	PVC	9	2.27	0.12	0.10	0.84	229.53
P.1, S.1, S.8	T4.1	4.3	4.30	4.30	3.06	3.06	1.24	1.24	0.0070	0.0	400	PVC	9	2.27	0.12	0.10	0.84	229.53
P.1, S.1, S.9	T4.2	4.3	4.30	4.30	3.09	3.09	1.21	1.21	0.0070	0.0	400	PVC	9	2.27	0.12	0.10	0.84	229.53
P.1, S.1, S.10	T4.3	4.3	4.30	4.30	3.12	3.12	1.18	1.18	0.0070	0.0	400	PVC	9	2.27	0.12	0.10	0.84	229.53
P.1, S.1, S.11	T4.4	4.3	4.30	4.30	3.15	3.15	1.15	1.15	0.0070	0.0	400	PVC	9	2.27	0.12	0.10	0.84	229.53
P.1, S.1, S.12	T4.5	4.3	4.30	4.30	3.18	3.18	1.12	1.12	0.0070	0.0	400	PVC	9	2.27	0.12	0.10	0.84	229.53
P.1, S.1, S.13	T4.6	4.3	4.30	4.30	3.21	3.21	1.09	1.09	0.0070	0.0	400	PVC	9	2.27	0.12	0.10	0.84	229.53
P.1, S.1, S.14	PA-7	4.3	4.30	4.30	3.24	3.24	1.06	1.06	0.0070	0.0	400	PVC	9	2.27	0.12	0.10	0.84	229.53

#### T.3 Colector Parking

Cuenca vertiente	Dren	Cota terreno	Longitud	Longitud total	Profundidad	Nivel inferior	Pendiente	Salto	DIAM	MAT	N	V	Rh	A	Pm	Q		
			m	m	Entrada	Salida	IN	OUT	mm			m/s				l/s		
S.2	T3.1	4.25			-	1.10	3.15	3.15	-	0.0	250							
S.2	T3.2	4.07	10.00	10.00	0.95	0.95	3.12	3.12	0.0030	0.0	250	PVC	9	1.09	0.08	0.04	0.52	42.91
S.2	T3.3	4.07	20.00	30.00	1.01	1.01	3.06	3.06	0.0030	0.0	400	PVC	9	1.49	0.12	0.10	0.84	150.26
S.2	T3.4	4.07	20.00	50.00	1.07	1.07	3.00	3.00	0.0030	0.0	400	PVC	9	1.49	0.12	0.10	0.84	150.26
S.2	T3.5	4.07	23.50	73.50	1.14	1.14	2.93	2.93	0.0030	0.0	400	PVC	9	1.49	0.12	0.10	0.84	150.26

S.2	T3.6	4.07	20.00	93.50	1.20	1.20	2.87	2.87	0.0030	0.0	400	PVC	9	1.49	0.12	0.10	0.84	150.26
S.2	T3.7	4.07	20.00	113.50	1.26	1.26	2.81	2.81	0.0030	0.0	400	PVC	9	1.49	0.12	0.10	0.84	150.26
S.2	T3.8	4.07	18.00	131.50	1.32	1.32	2.75	2.75	0.0032	0.0	400	PVC	9	1.53	0.12	0.10	0.84	155.19
S.2	T3.9	4.25			-	1.25	3.00	3.00	-	0.0	250							
S.2	T3.8	4.07	21.50	21.50	1.13	1.13	2.94	2.94	0.0030	0.0	250	PVC	9	1.09	0.08	0.04	0.52	42.91

## 6. COMPROBACIÓN SWMM

EPA SWMM (Stormwater Management Model) es un modelo dinámico de simulación de precipitaciones, que permite simular la cantidad de escorrentía y capacidad de los sistemas de recogida en una simulación de periodo extendido.

Los niveles de trabajo de EPA SWMM son los siguientes:

- El módulo de escorrentía o hidrológico de SWMM funciona con una serie de cuencas en las cuales cae el agua de lluvia y se genera la escorrentía.
- El módulo de transporte o hidráulico de SWMM analiza el recorrido de estas aguas a través de un sistema compuesto por tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento y tratamiento, bombas y elementos de reguladores. Asimismo, SWMM es capaz de seguir la evolución de la cantidad del agua de escorrentía de cada cuenca, así como el caudal, el nivel de agua en los pozos o en cada tubería y canal durante una simulación compuesta por múltiples intervalos de tiempo.

Se han introducido los siguientes elementos:

- Nodos: representan los puntos de entrada a la red. Se tratan de los diferentes puntos de recogida de agua, principalmente sumideros definidos en la Sección 5.3 o puntos de vertido en las distintas cunetas.

*Cuencas: representan las diferentes cuencas tal y como se indican en la Figura 12: cuencas de aportación propuestas en el área del proyecto*

- Estas cuencas se discretizan a su vez en cuencas más pequeñas que descargan a cada uno de los sumideros definidos en el punto anterior.
- Conductos link: se tratan de los diferentes tramos de elementos de drenaje, tanto colectores como cunetas. Se define la geometría de cada uno de ellos tal y como se muestran en la tabla de resultados de la Sección 5.3.
- Lluvia: Se introducen los diferentes hietogramas correspondientes a las lluvias de periodo de retorno 25 años para la comprobación del drenaje longitudinal y de 100 años para la comprobación del drenaje transversal.

Se muestra continuación una vista general del modelo generado. Las características de cada elemento (cuencas, conductos, nodos, etc), no son necesariamente los representados gráficamente, ya que las propiedades de cada elemento son introducidas manualmente.

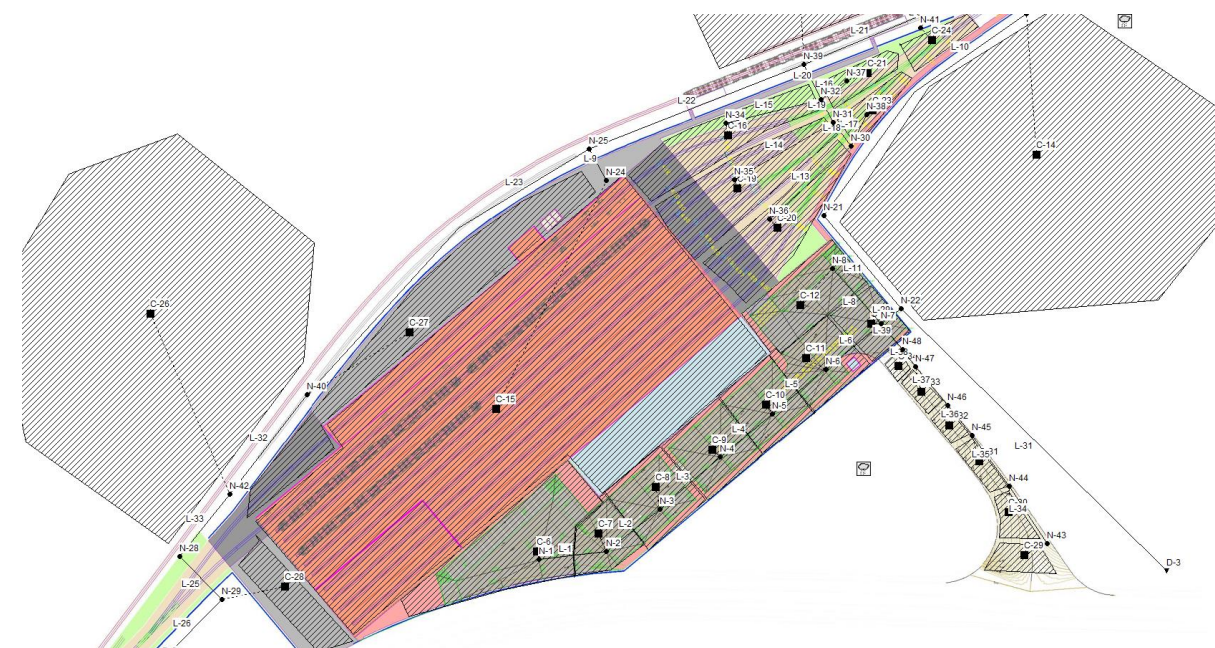


Figura 12: cuencas de aportación propuestas en el área del proyecto

Se muestran a continuación las gráficas de resultados para los sistemas de recogida principal:

### CUNETA C1

Se muestra a continuación el momento de caudal máximo en la Cuneta C1 para un periodo de retorno de T 25 años. Se encuentra representada de Este a Oeste desde el punto inicial hasta previo a la entrada en el colector transversal T2.

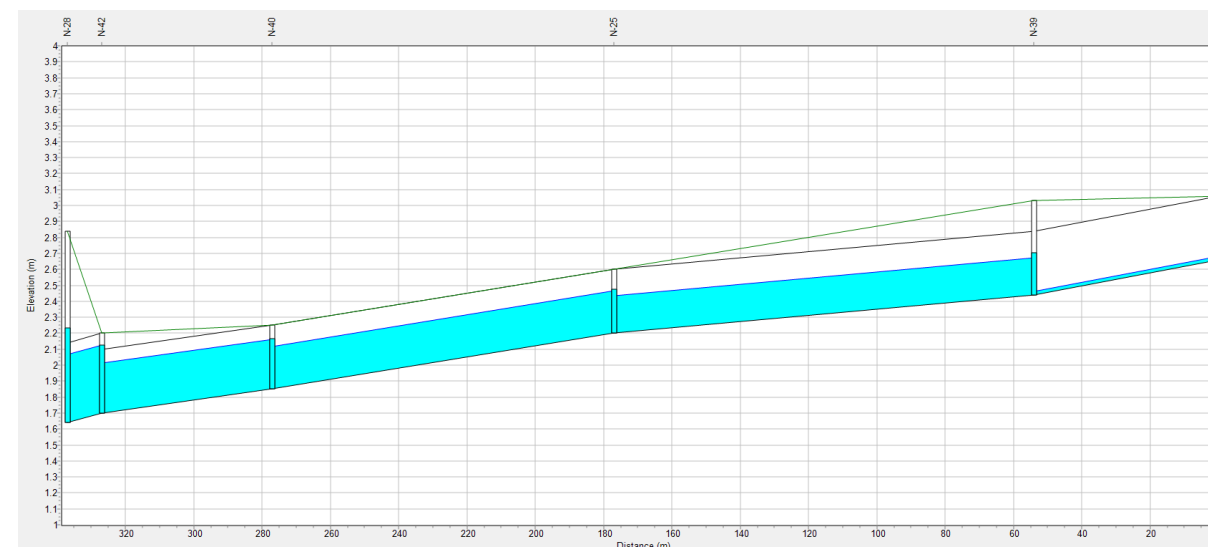


Figura 13: Cuneta C1

Se muestra a continuación el tramo de la Cuneta C1 de Este a Oeste desde su salida del drenaje transversal T2 hasta la descarga en la obra de drenaje transversal existente.



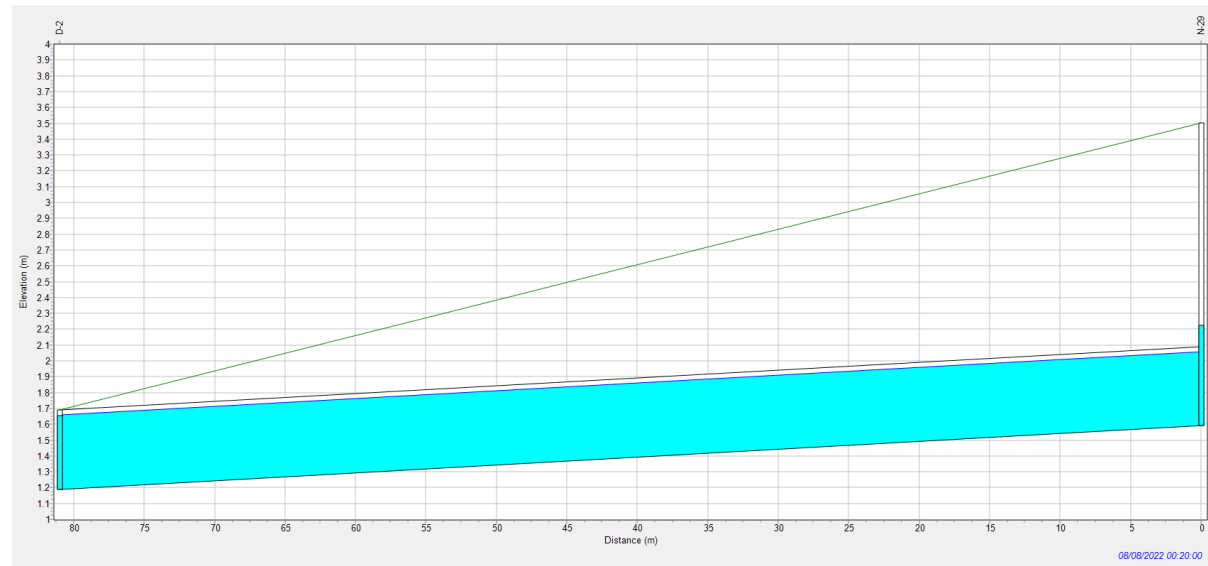


Figura 14: Cuneta C1

El caudal máximo obtenido para este tramo en el programa es de 1600 l/s, mientras que la capacidad de la cuneta es de 1725 l/s.

**CUNETAS C2**

Se muestra a continuación el perfil de elevación para el momento de máximo caudal en la Cuneta C2, en sentido Este -Oeste. Se obtiene que el máximo caudal para este tramo son 136.5 l/s, mientras que la cuneta tiene capacidad para desaguar 165 l/s.

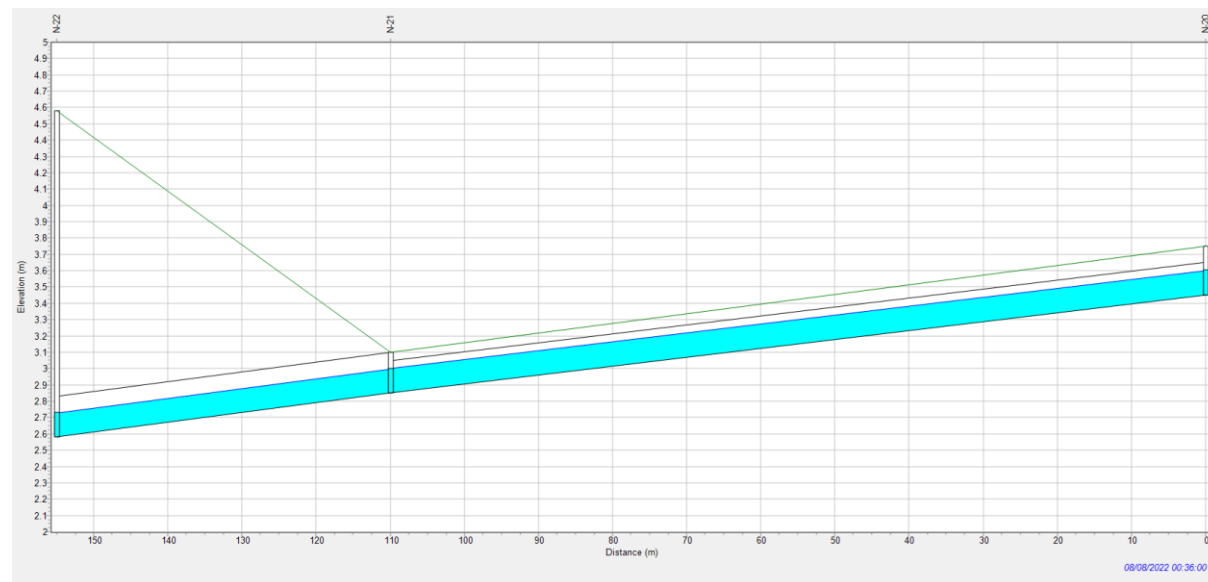


Figura 15: Cuneta C2

**COLECTOR T1:**

Se muestra a continuación el perfil de elevación para el momento de máximo caudal el Colector T1 para un periodo de retorno de 100 años por tratarse de un elemento de drenaje transversal. Se obtiene que el máximo caudal para este tramo es de 130 l/s y la capacidad del colector al 75% de llenado es de 243 l/s, por lo que cuenta con suficiente capacidad.

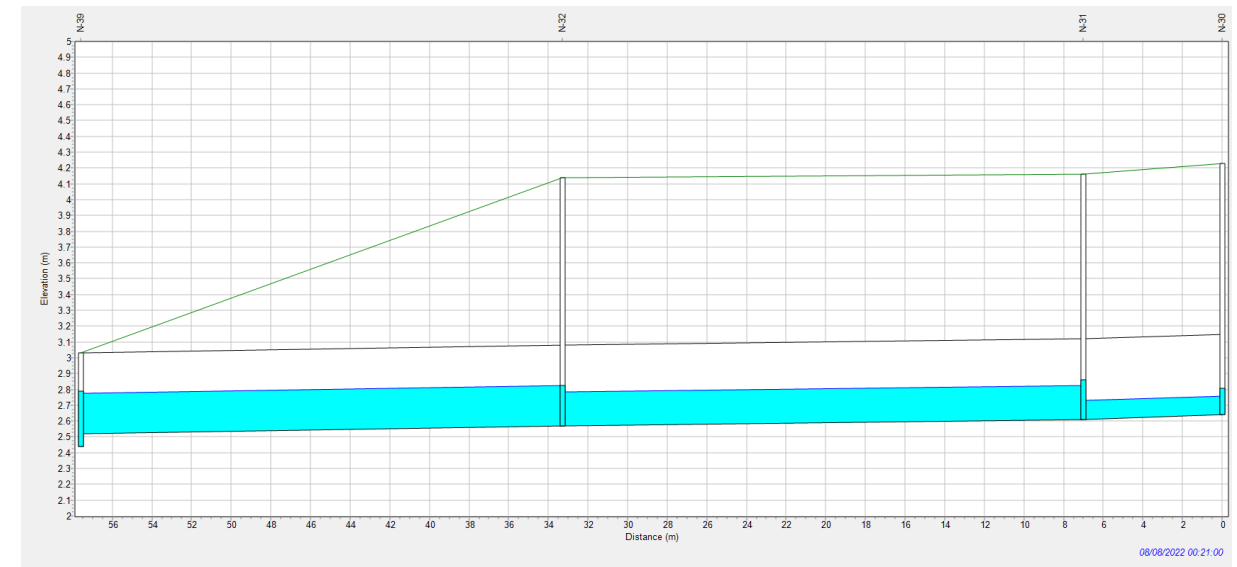


Figura 16: Colector T1

**COLECTOR T2:**

Se muestra a continuación el perfil de elevación para el momento de máximo caudal el Colector T2 para un periodo de retorno de 100 años por tratarse de un elemento de drenaje transversal. Se obtiene que el máximo caudal para este tramo es de 1777 L/s y la capacidad del colector al 75% de llenado es de 2500 l/s, por lo que cuenta con capacidad suficiente.

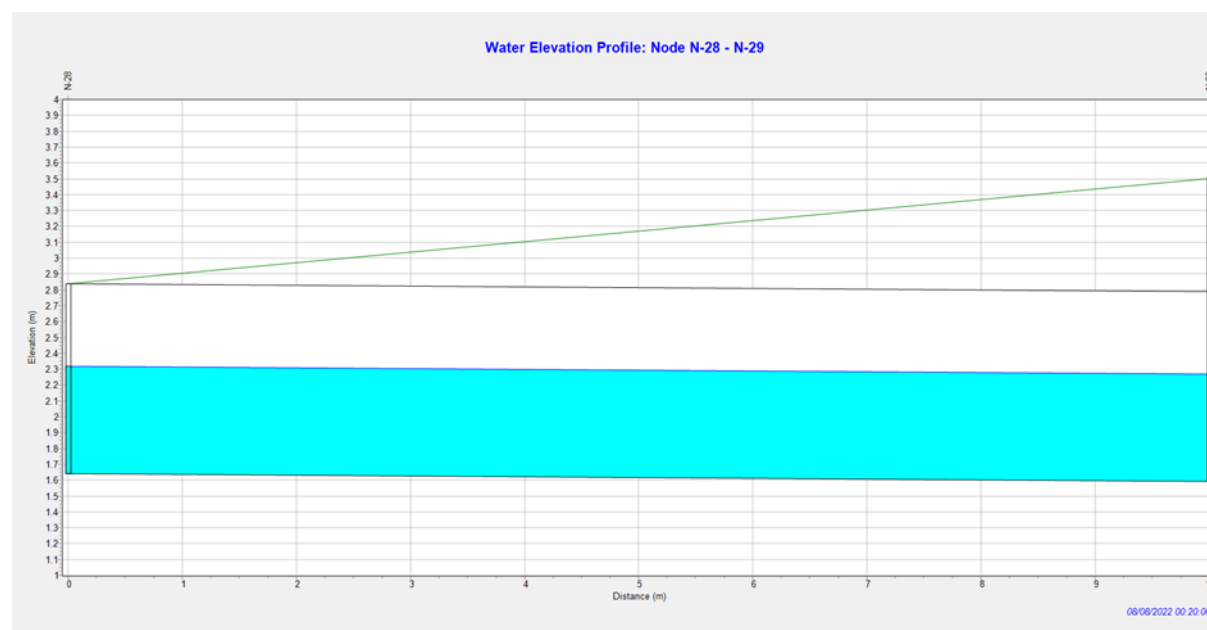


Figura 17: Colector T2

**COLECTOR T3:**

Se muestra a continuación el perfil de elevación para el momento de máximo caudal en el Colector T3, ubicado en el parking, en sentido Oeste-Este hasta su descarga en la Cuneta C2. Se obtiene que el máximo caudal para este tramo son 138.2 l/s, mientras que el colector al 75% de su capacidad máxima tiene capacidad para desaguar 150 l/.

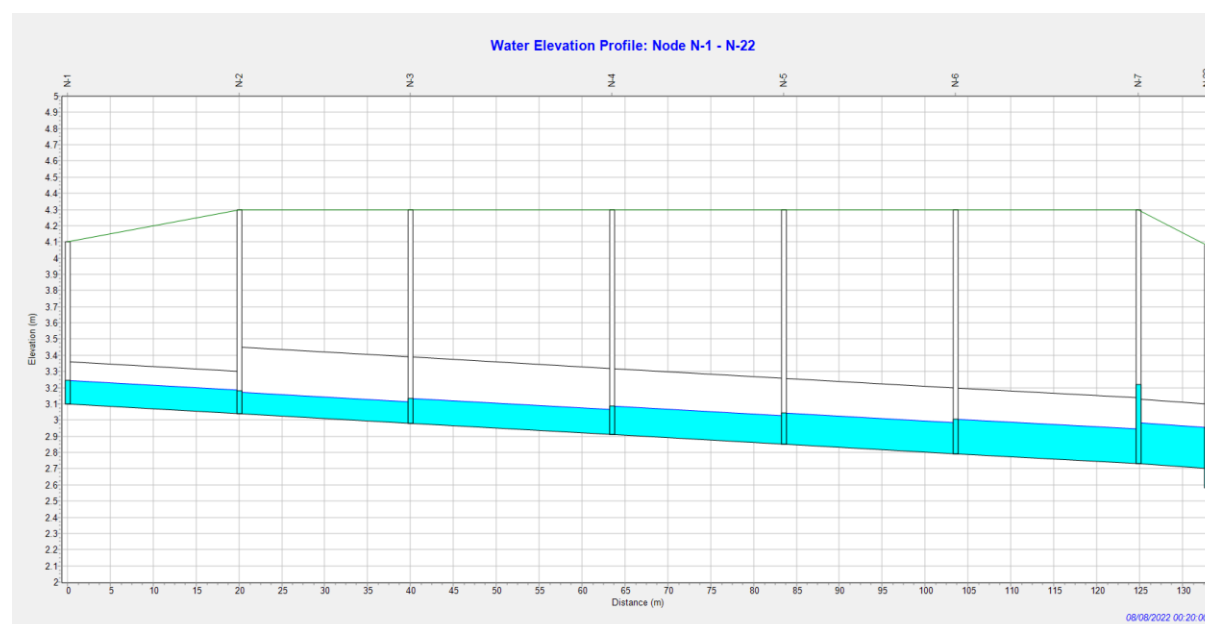


Figura 18: Colector T3

**COLECTOR T4:**

Se muestra a continuación el perfil de elevación para el momento de máximo caudal en el Colector T4, que recoge las aguas de la Cuneta verde C2, el colector del parking T3, y los sumideros ubicados en la carretera de acceso. Se obtiene que el máximo caudal para este tramo son 155.2 l/s, mientras que el colector al 75% de su capacidad máxima tiene capacidad para desaguar 229 l/s.

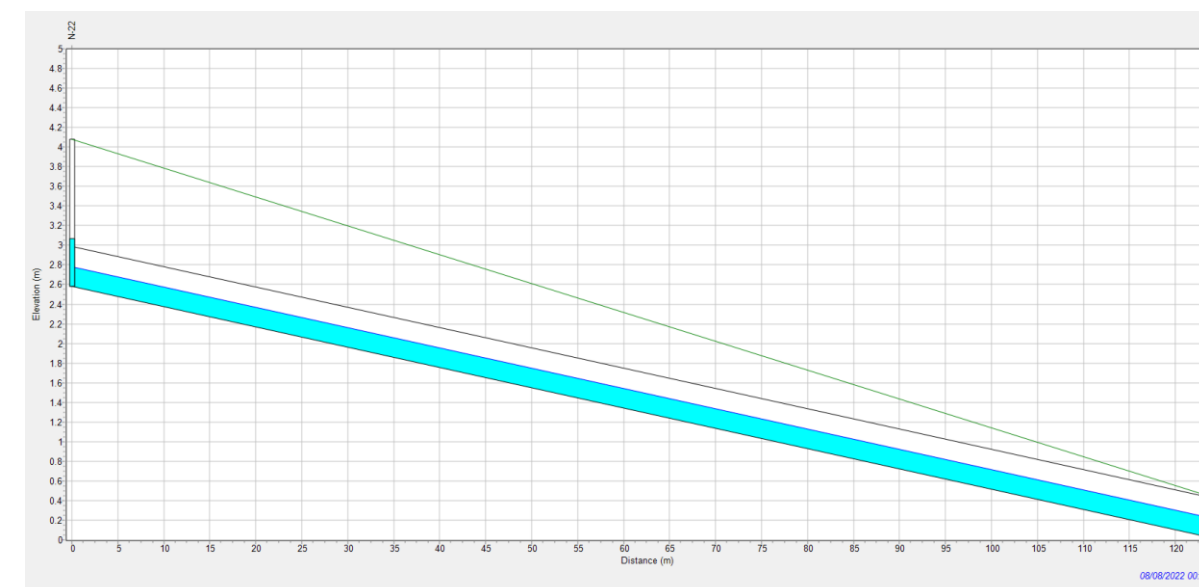


Figura 19: Colector T4

**7. ANÁLISIS DE INUNDABILIDAD**

En esta sección se estudian las afecciones en materia de inundabilidad en el entorno de la parcela de la cochera. Esto es debido a que actualmente la parcela se encuentra en zona inundable y es necesario disponer de toda la información y condicionantes de diseño necesarios para realizar el proyecto cumpliendo la normativa en materia de inundación.

Para evaluar el riesgo de inundación de la parcela se utilizarán los datos proporcionados por la Agencia Vasca del Agua (URA), que servirán de base para la utilización de un software de modelado hidráulico que permitirá simular los distintos escenarios necesarios con el fin de obtener los resultados de inundabilidad en la parcela.

## 7.1. ANTECEDENTES

Como principal antecedente se tienen los mapas de inundabilidad de la Agencia Vasca del Agua (URA) con la información del ámbito de la parcela a nivel de área de flujo preferente, áreas de inundación para los períodos de retorno de 10, 100 y 500 años, y los perfiles de control. En el caso de la cochera, la mancha de inundación para el periodo de retorno de los 500 años ocupa la parcela en la parte sur.

Sin embargo, esta situación no será la definitiva, al estar prevista la urbanización de la parcela, conforme al “Plan Especial de Infraestructuras relativo al entorno de Plaiabarri-Sakoni de Erandio”, con los viales paralelos al Asúa. Los proyectos de urbanización que contienen estos viales son:

- Proyecto de Urbanización del Vial de Playabarri – Erandio del año 2010
- Proyecto modificado de “Acondicionamiento y mejora del camino de Arriaga a Sakoni y su intersección con la carretera Lutxana-Asua (BI-735)” – Erandio del año 2010
- Proyecto de Urbanización del “Sector Industrial D” Playabarri – Erandio del año 2010

Los proyectos de urbanización recibieron comentarios por parte de URA y de la Demarcación de Costas del País Vasco. Estos comentarios fueron reflejados en los textos refundidos con el fin de recoger todos los aspectos vinculados con la aprobación del proyecto por parte de ambas entidades.

No obstante, en el presente anejo se realiza una comprobación de la inundabilidad en el área de la cochera, teniendo en cuenta los viales de los proyectos del 2010.

## 7.1. DATOS DE PARTIDA

Los datos cartográficos y topográficos del estudio, y los datos hidrológicos de la cuenca, que servirán de base para realizar las simulaciones hidráulicas en el modelo HEC-RAS, han sido proporcionados por la Agencia Vasca del Agua (URA), así como el modelo de cálculo en HEC-RAS en la situación actual.

En concreto los datos de partida utilizados para la realización del estudio han sido los siguientes:

- Los datos cartográficos y topográficos de la zona del estudio, tanto en planta como a nivel de secciones transversales del río y de la zona afectada, con el objetivo de obtener los parámetros geométricos del cauce necesarios para alimentar el modelo hidráulico.

- Los datos hidrológicos del caudal para las distintas avenidas de proyecto en la cuenca estudiada del río Asua para la zona de proyecto. Concretamente las avenidas para un periodo de retorno de 10 años, de 100 años y de 500 años. Se utilizará para el cálculo de la zona inundable principalmente este último valor de 500 años, que se corresponde con un caudal de 323 m<sup>3</sup>/s
- El Proyecto constructivo de las cocheras de Erandio, que servirá de base para obtener el límite de la explanada que representa la ocupación de las cocheras dentro de la parcela, ya que a partir de dicho límite se deberá comprobar la inundabilidad de la parcela estudiada. El principal dato de partida es la cota de la cochera, que se ha fijado en la +4,50 msnm.

## 7.2. SIMULACIÓN HIDRÁULICA

Los cálculos hidráulicos se han realizado mediante el programa HEC RAS, de amplio reconocimiento para este tipo de estudios. Este programa es un modelo de simulaciones hidráulicas de ríos que permite realizar

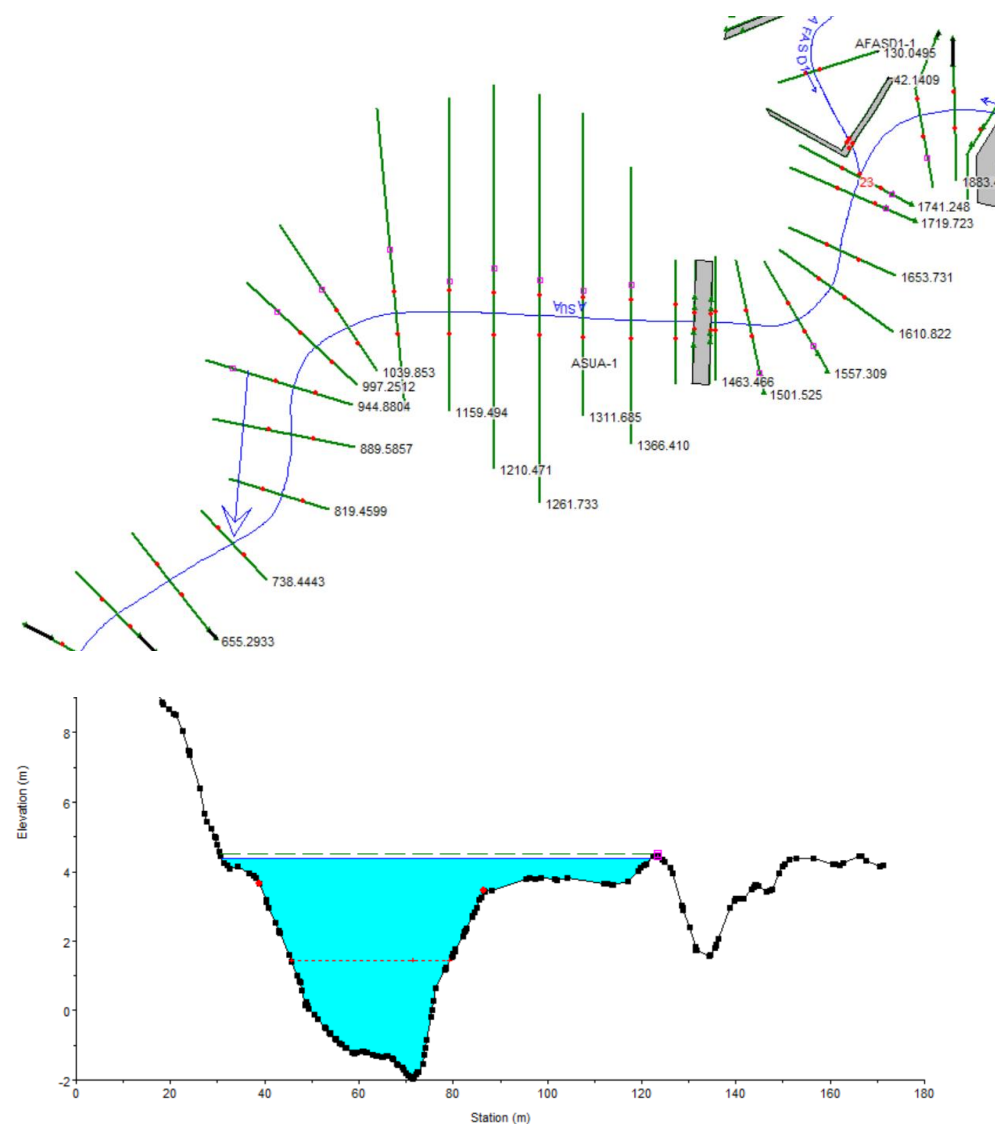


Figura 20: ejemplo de geometría en planta con perfiles y sección transversal

cálculos en flujo continuo, discontinuo (1D y 2D), transporte de sedimentos o análisis de calidad de aguas, entre otras posibilidades

La topografía que determina la planta y perfiles transversales del río ha sido proporcionada por URA, así como los datos hidrológicos para las distintas estaciones del río.

### 7.2.1. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

En este apartado se muestran los resultados de los cálculos realizados mediante simulaciones en el programa HEC RAS. En primer lugar, se mostrarán los resultados para la situación inicial, con la geometría actual. Posteriormente se muestran los resultados para la situación de proyecto con el vial de acceso, y con todo el vial del sector D construido. Se utilizará un periodo de retorno para la avenida de 500 años según normativa.

La geometría proporcionada por URA cubre toda la cuenca baja del Asua desde el PK 1741.248 aguas arriba hasta el PK 0.1265 aguas abajo, sin embargo, se mostrarán únicamente los resultados en aquellos PK en los que se genera alguna afección. Concretamente desde el PK 1653.731 hasta el PK 520.6223. En este tramo, los PK que cortan la parcela de las cocheras son: 997.25, 1039.85, 1098.14, 1159.49 y 1210.47.

#### 7.2.1.1. SITUACIÓN INICIAL

El cálculo realizado en la situación inicial se corresponde con la geometría actual de la zona, proporcionada en un fichero HEC-RAS por URA. En este fichero se tienen todos los datos geométricos y condiciones de contorno de las secciones transversales y del perfil longitudinal del cauce. También se tienen los datos de caudales para las distintas avenidas de proyecto. Realizando las simulaciones para la avenida de 500 años se obtiene la lámina de inundación en planta. A continuación, se muestran los resultados de las secciones transversales analizadas en el entorno de la parcela de las cocheras en la situación inicial:

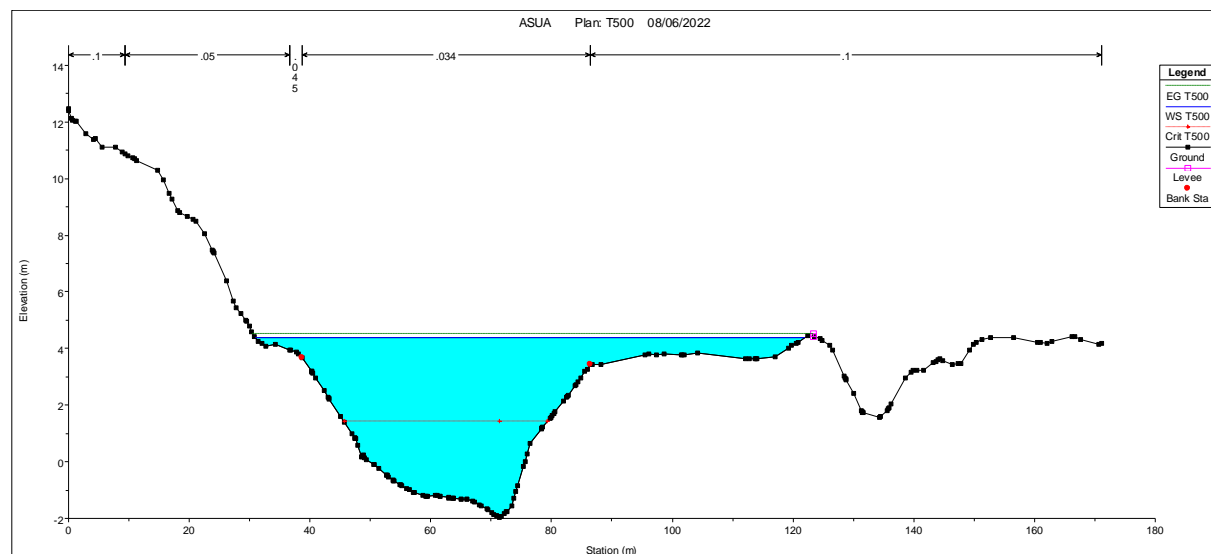


Figura 21: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años. PK: 997.25

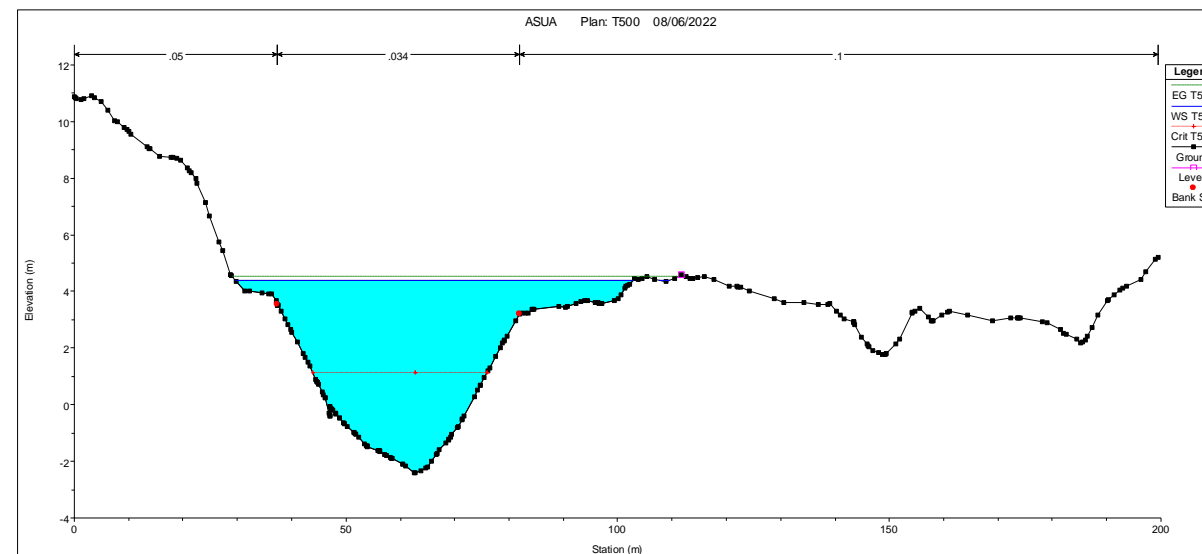


Figura 22: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años. PK: 1039.85

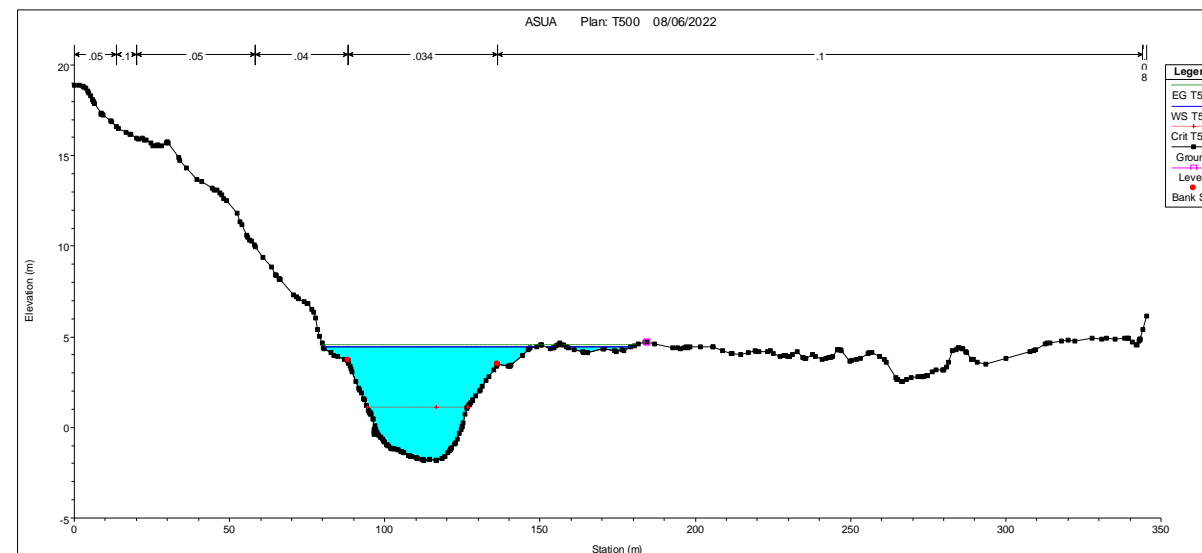


Figura 23: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años. PK: 1098.14



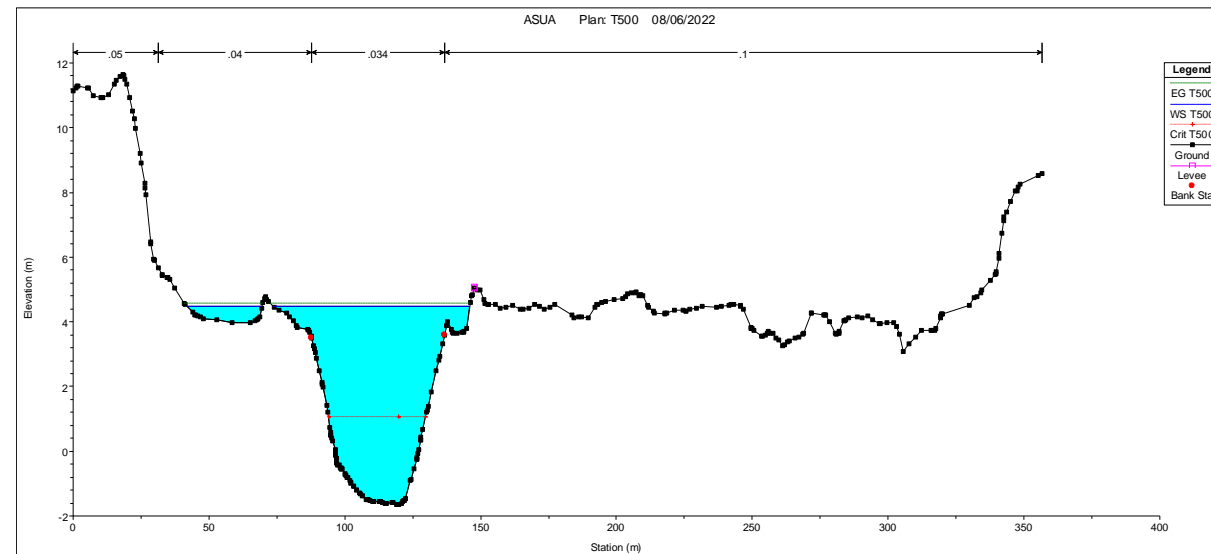


Figura 24: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años. PK: 1159.49

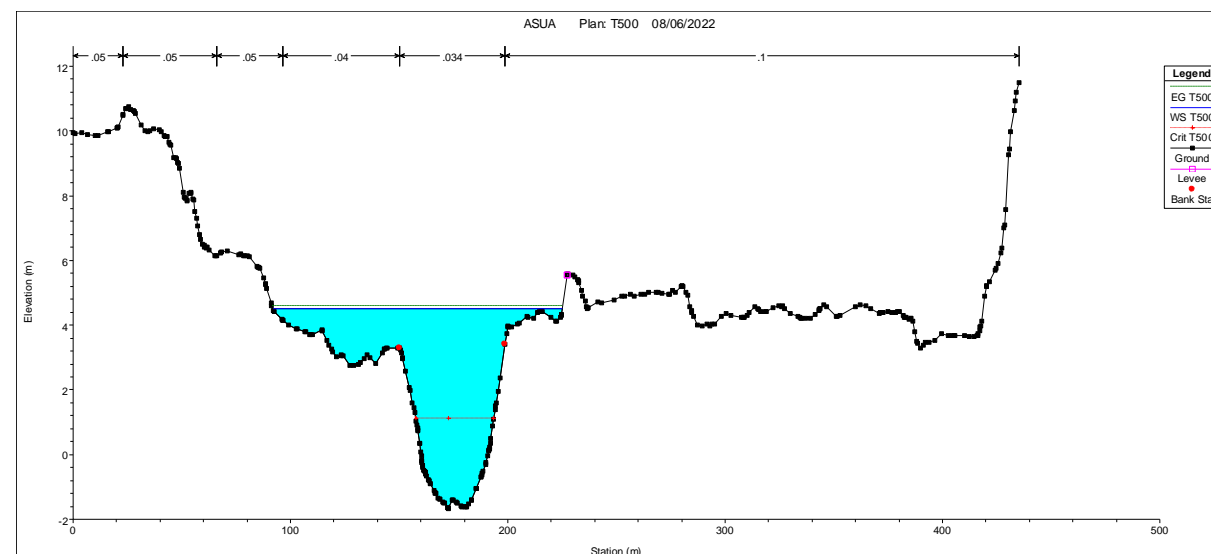


Figura 25: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años. PK: 1210.47

Por las condiciones hidrológicas de los puntos del cauce estudiados, el caudal para la avenida de diseño de 500 años es de 323 m<sup>3</sup>/s en las estaciones del PK inicial al final.

Las cotas del nivel de agua a las que se llega en el entorno de la cochera son de +4,38 msnm en la estación del PK 997.25 a la cota +4,51 msnm en la estación del PK 1210.47

La lámina de inundación se adentra en la parcela de la cochera ocupando aproximadamente 1740 m<sup>2</sup>, lo cual supone un 8% de la misma.

### 7.2.1.2. SITUACIÓN DE PROYECTO CON VIAL DEL SECTOR D

En el cálculo realizado para la situación de proyecto, la variable que ha cambiado respecto a la original es la geometría de los distintos PK de la parcela, que se han adaptado para generar la plataforma de la cochera a la cota +4,50 msnm y el vial de acceso a la cochera siguiendo el proyecto del Vial Playabarri de 2010.

Las condiciones hidrológicas siguen siendo las mismas y la geometría y condiciones de contorno en el resto de PK también. Como en el caso anterior, los caudales simulados en el cálculo se corresponden a los de un periodo de retorno de 500 años.

A continuación, se muestran las secciones transversales analizadas en el entorno de la parcela de las cocheras en la situación de proyecto con la geometría adaptada a la explanada que formará la parcela y al vial de Playabarri:

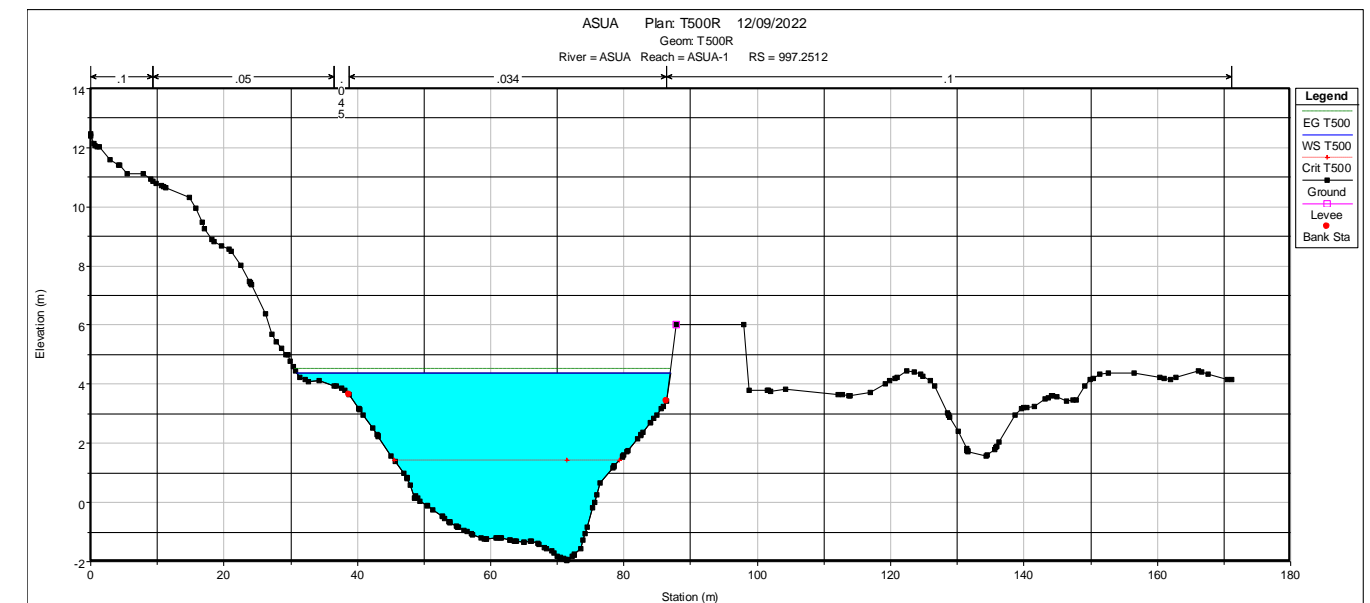


Figura 26: geometría de proyecto con nivel de agua para T: 500 años. PK: 997.25

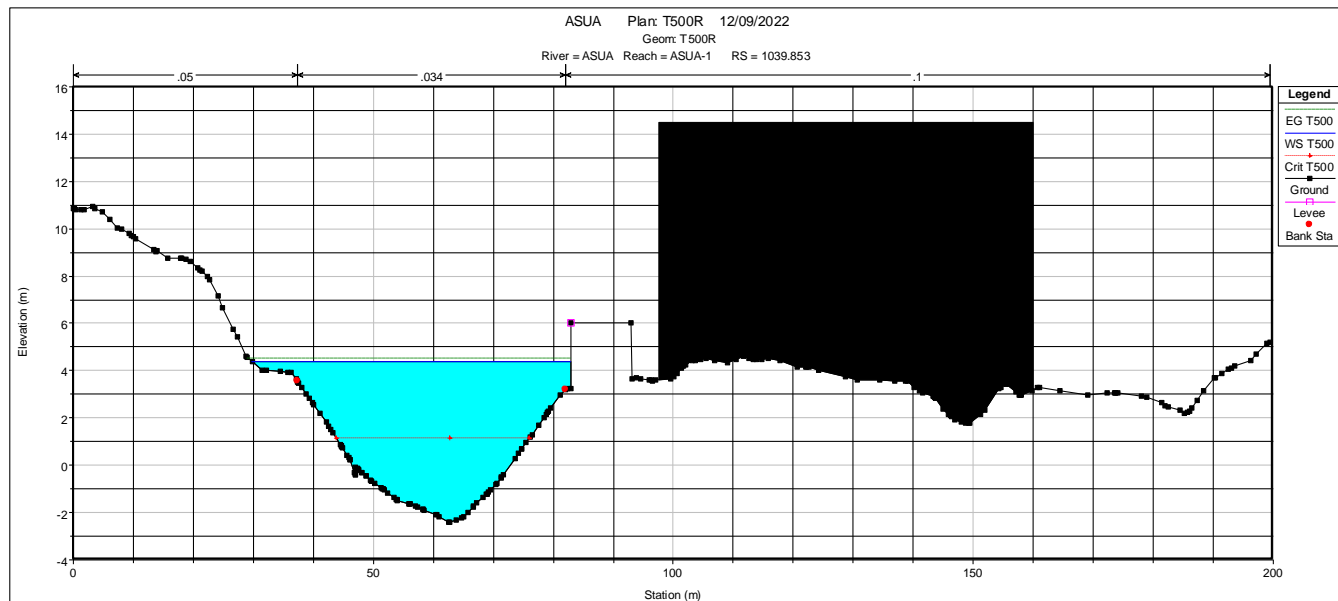


Figura 27: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años. PK: 1039.85

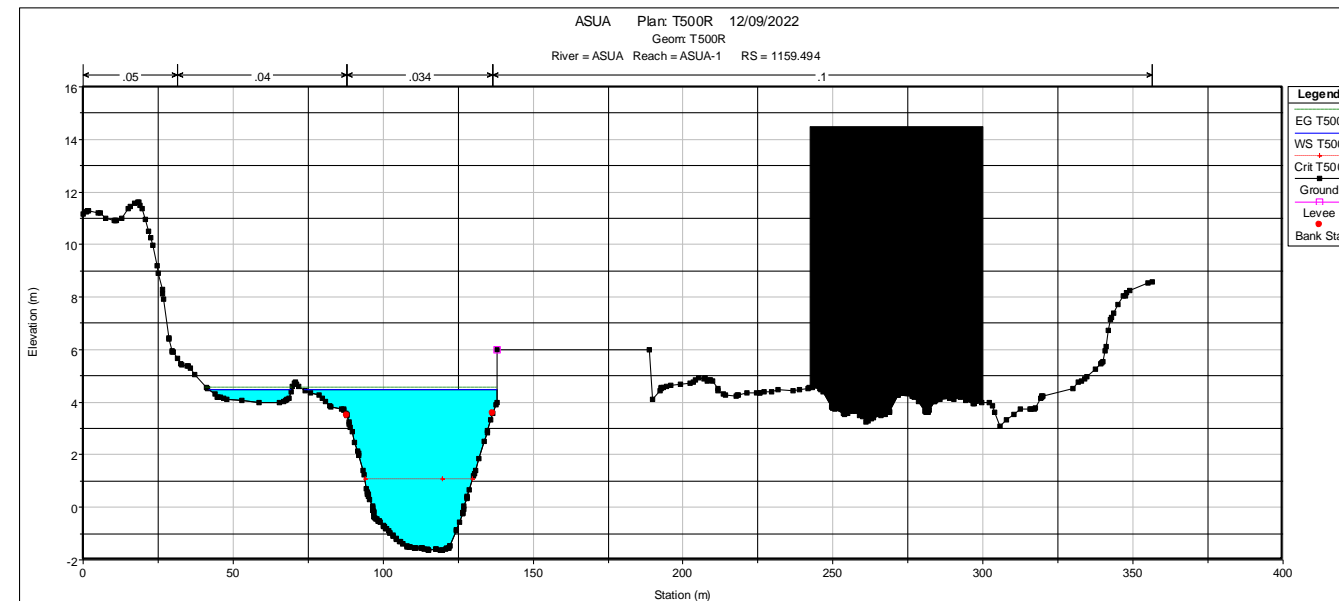


Figura 29: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años PK: 1159.49

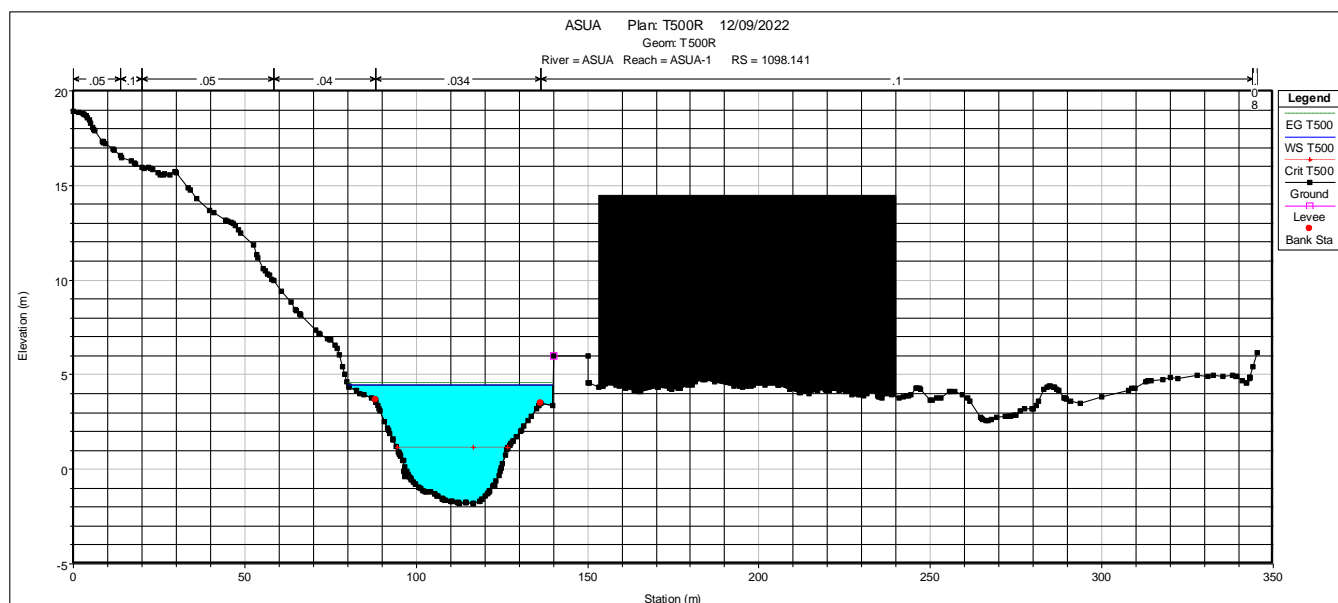


Figura 28: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años. PK: 1098.14

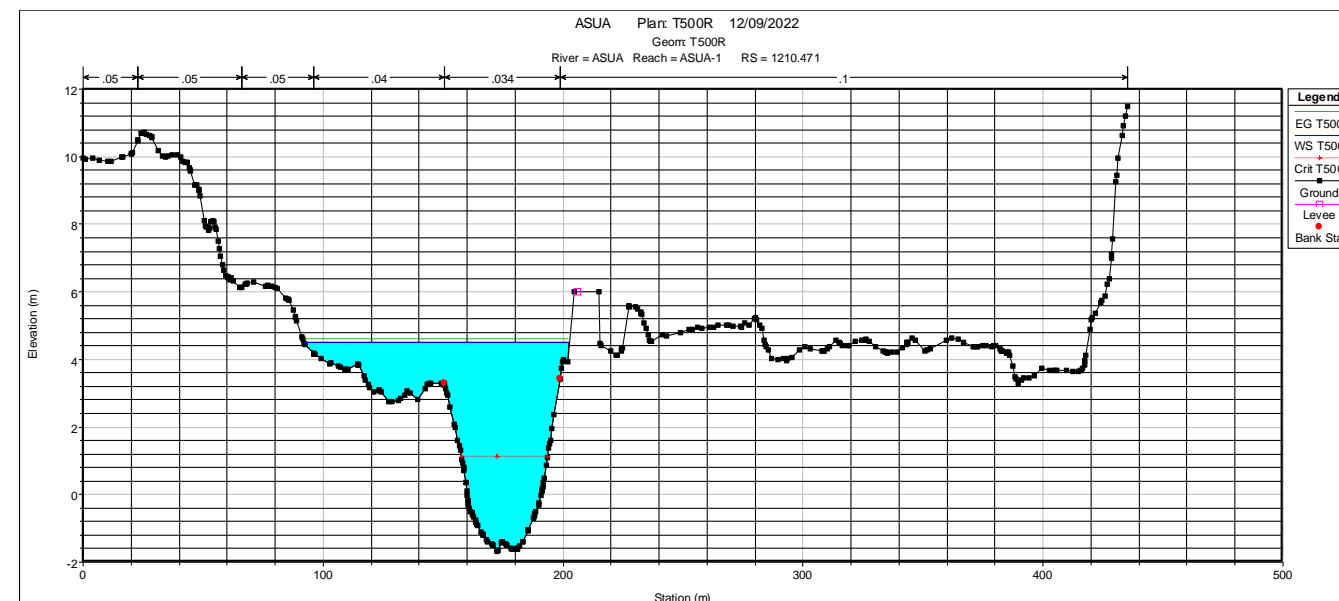


Figura 30: geometría de situación inicial con nivel de agua para T: 500 años. PK: 1210.47

Por las condiciones hidrológicas de los puntos del cauce estudiados, el caudal para la avenida de diseño de 500 años es de 323 m<sup>3</sup>/s en las estaciones del PK inicial al final.

Las cotas del nivel de agua a las que se llega en el entorno de la cochera son de +4,37 msnm en la estación del PK 997.25 a la cota +4,51 msnm en la estación del PK 1210.47

La lámina de inundación no se adentra en la parcela ya que el vial paralelo al Asua hace de barrera contra la inundación.

### 7.3. RESUMEN

A modo de resumen se muestra una tabla comparativa de los resultados del nivel de agua en las situaciones analizadas, de manera que se puede observar que el cambio que produciría la solución proyectada respecto a la inicial es despreciable, con variaciones de máximo 2 centímetros en las secciones transversales.

Cabe destacar de los resultados del estudio que en materia de inundabilidad, tampoco se afecta a otras edificaciones o linderos de las acciones derivadas del proyecto.

Las celdas con los números en negrita en la Tabla 3 se corresponden con los PK de la parcela de la cochera.

Tabla 3: tabla comparativa de niveles de agua en la situación inicial y de proyecto

NIVEL DE LÁMINA DE AGUA (m)			
Estación	Situación Inicial	Situación con vial de Sector D	Diferencia
1741.248	5.09	5.09	0
1719.723	5.07	5.07	0
1653.731	5.03	5.03	0
1610.822	4.97	4.97	0
1557.309	4.94	4.94	0
1501.525	4.81	4.81	0
1463.466	4.49	4.5	0.01
1457.165	4.4	4.4	0
1438.476	4.38		0
1417.59	4.53	4.39	0.01
1366.41	4.53	4.53	0
1311.685	4.51	4.54	0.01
1261.733	4.51	4.51	0
1210.471	4.51	4.51	0
1159.494	4.47	4.51	0
1098.141	4.44	4.48	0.01
1039.853	4.4	4.44	0
997.2512	4.38	4.4	0
944.8804	4.39	4.37	-0.01
889.5857	4.39	4.38	-0.01
819.4599	4.32	4.37	-0.02
738.4443	4.26	4.32	0
655.2933	4.25	4.26	0
584.314	4.22	4.25	0
520.6223	4.2	4.22	0
470.4942	4.17	4.2	0
418.7617	4.18	4.17	0
381.4593	4.17	4.18	0
360.189	4.11	4.17	0

313.3198	4.11		0
198.4941	3.99	4.11	0
180.8735	3.98	4.11	0
158.4693	3.77	3.99	0
108.5194	3.79	3.98	0
75.5196	3.79		0
27.5546	3.78	3.77	0
16.6493	3.76	3.79	0
0.1265	3.63	3.79	0

Otra manera de ver estos datos gráficamente es mediante la siguiente figura, en la que se ve mediante un perfil la sobreelevación producida desde el PK 0.1265 hasta el PK 1741.248.

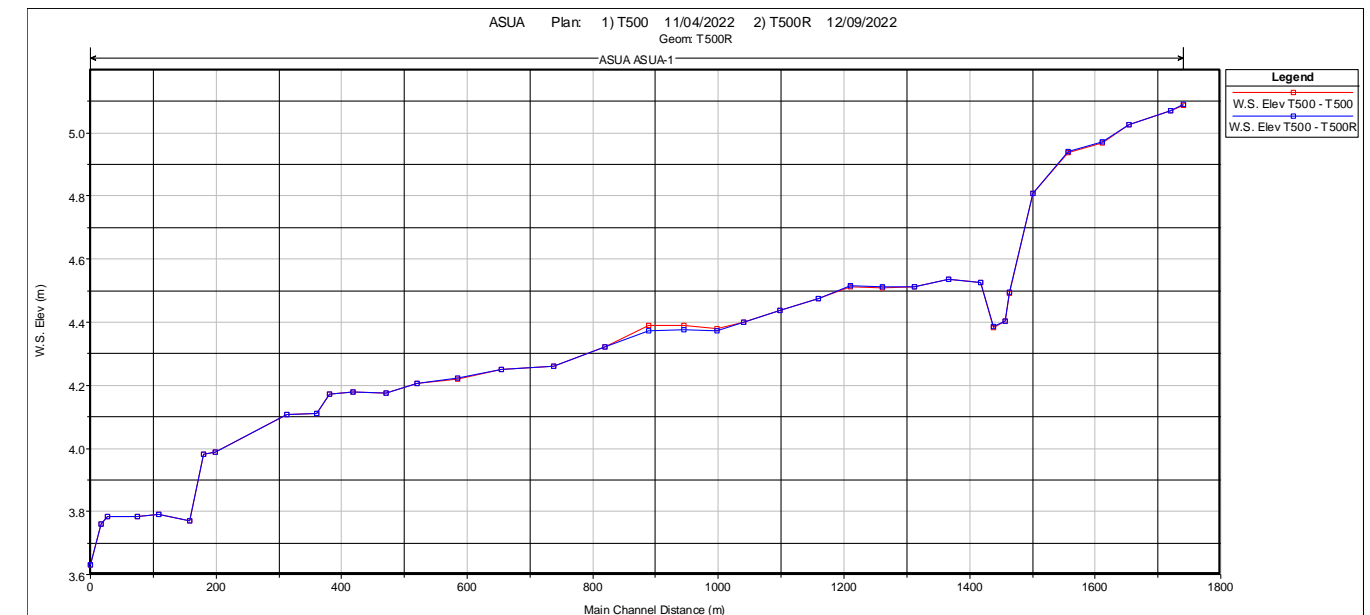


Figura 31: perfil de elevaciones en situación inicial (rojo) y de proyecto (azul)

A continuación, se muestra un detalle del perfil de elevaciones en el área afectada:

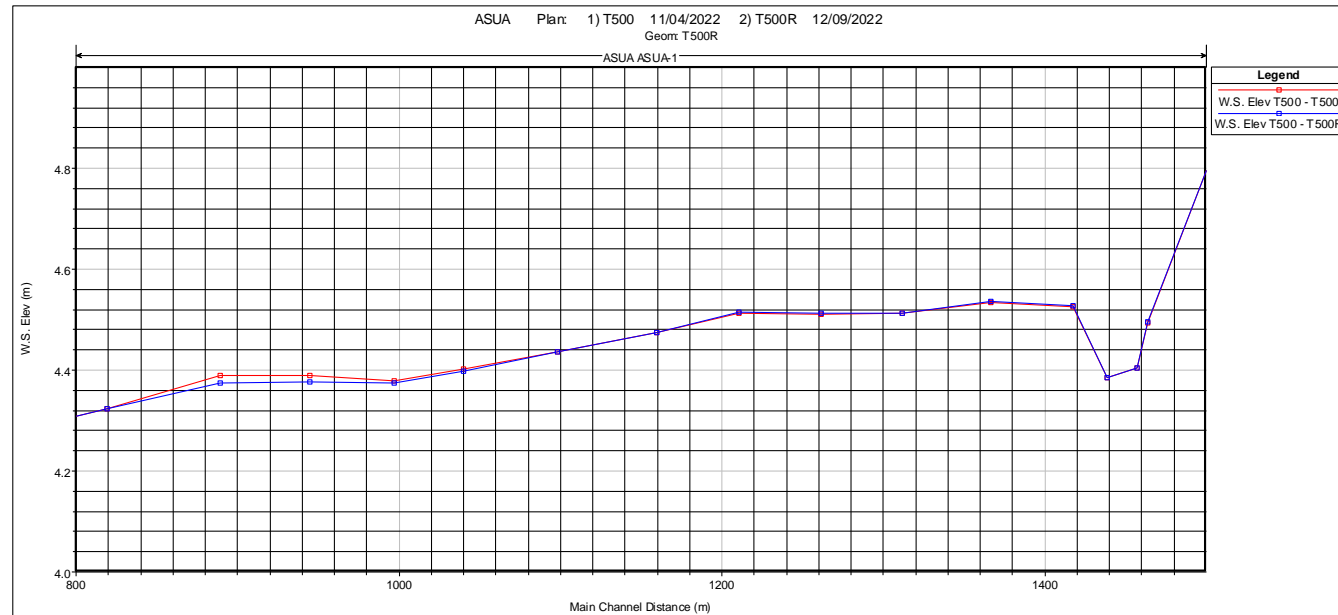


Figura 32: perfil de elevaciones en situación inicial (rojo) y de proyecto (azul)

Como se puede apreciar no se produce una sobreelevación notable del nivel de agua a pesar de la disminución de la llanura de inundación debido a la construcción del vial paralelo. Esto genera que el área de acumulación del caudal sea menor, sin embargo, no se producen variaciones importantes de la cota de inundación, ya que una diferencia de 1 o 2 centímetros es prácticamente despreciable, y no genera impacto notable en la mancha de inundación a lo largo de la traza. Esto se puede ver mejor en la siguiente figura, en la que se ve la diferencia de áreas del cauce en las situaciones inicial y de proyecto. La disminución de área en la situación de proyecto empieza en el PK 819.4599 hasta el PK 1210.471 aguas arriba, que coinciden con los perfiles del vial del Asúa.

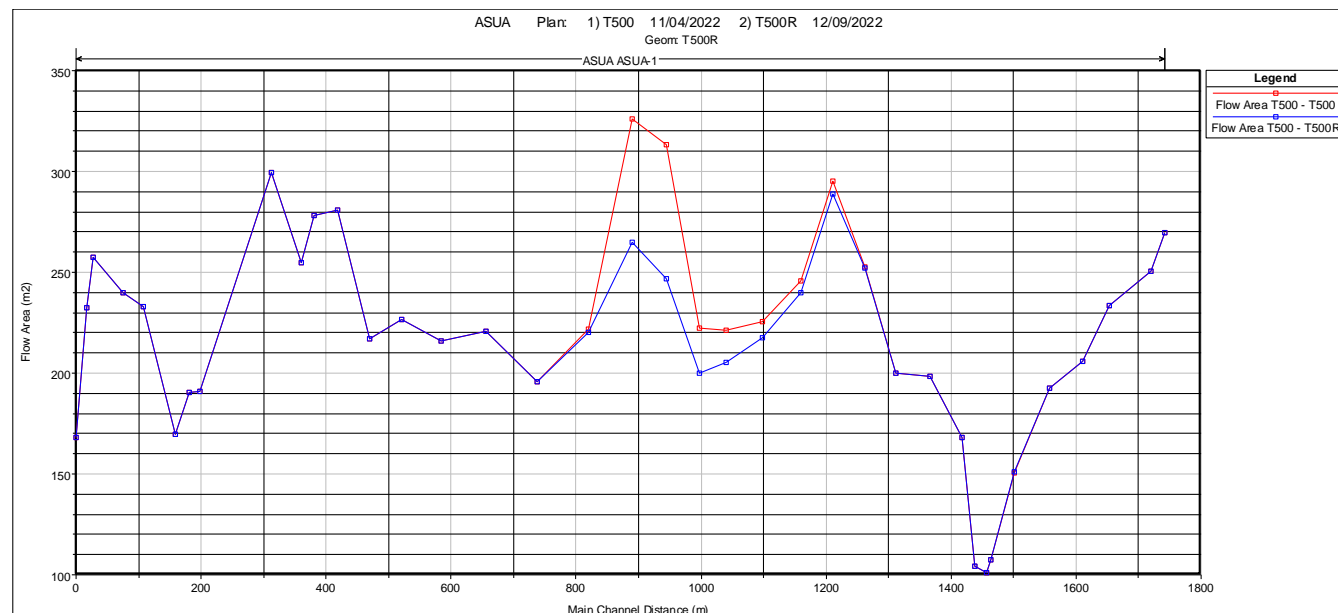


Figura 33: áreas de flujo en los PK en la situación inicial (rojo) y de proyecto (azul)

En la anterior figura se aprecia como en las estaciones 997.25, 944.88 y 889.58 es donde se produce la mayor disminución del área del flujo en la situación de proyecto. Esto produce un efecto aguas arriba prácticamente despreciable, ya que aumenta la cota solamente 1 cm en varias estaciones como la 1463.46 o la 1098.14.

A modo de resumen se muestra una imagen comparativa de la situación inicial y la de proyecto en la zona de la parcela de cocheras, donde se puede apreciar claramente el cambio de una situación a otra:



Figura 34: inundación original (azul), inundación en proyecto (rosa a rayas)

## 7.4. CONCLUSIONES

Del estudio realizado puede concluirse que en la **situación de proyecto la influencia de la inundación no es notable en la parcela**, pues a pesar de encontrarse en dentro de la mancha de inundación del periodo de retorno de 500 años, el vial paralelo al Asúa servirá de protección contra la inundación al estar a una cota superior a la del periodo de retorno de 500 años durante toda su longitud.

La **construcción del vial paralelo al Asúa** genera una **disminución de la zona inundable**, y del área efectiva para el caudal del río. Sin embargo, **no se produce una sobreelevación del nivel de agua notable (máximo 1 cm aguas arriba)**, como se puede observar en la Tabla 3.



En las estaciones 944.88, 889.58 y 819.45 se produce un **remanso debido a la sobreelevación aguas arriba (disminución máxima de 2 cm)**, donde se regulariza la afección al cauce, normalizándose su nivel de agua para coincidir de nuevo con la situación original.

La disminución máxima de 2 centímetros **apenas genera impacto en la lámina de inundación en planta**, de manera que es **muy parecida a la de la situación original**, siendo el principal cambio la eliminación de la zona inundable dentro de la parcela de la cochera debido a la inclusión del vial paralelo al Asúa.

Por lo tanto y como conclusión general del presente estudio, se puede asegurar que la cochera estudiada junto con el vial **no tendrá riesgo de inundación, y no generará afecciones significativas en la traza del cauce del río Asúa.**