



Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

ANEJO Nº8. ESTUDIO HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO Y DIMENSIONAMIENTO DE COLECTOR DE PLUVIALES EN C/ VENEZUELA.

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

INDICE

ANEJO Nº8. ESTUDIO HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO Y DIMENSIONAMIENTO DE COLECTOR DE PLUVIALES EN C/ VENEZUELA.....	1
1 INTRODUCCIÓN.....	3
2 METODOLOGÍA DE CÁLCULO.....	3
2.1 Pluviometría.....	3
2.2 Periodo de retorno a considerar en el cálculo de caudales.....	6
2.3 Características de las cuencas. Parámetros físicos.....	6
2.4 Cálculo de caudales. Método Racional.....	6
3 RED DE SANEAMIENTO DE AGUAS PLUVIALES.....	13
3.1 Cuencas vertientes y puntos de vertido.....	13
3.2 Descripción de la nueva red.....	16
3.3 Características hidráulicas de las conducciones.....	17
3.4 Velocidades admisibles y grado de llenado.....	17
3.5 Hipótesis de cálculo.....	17
4 COMPROBACIÓN HIDRÁULICA.....	17
4.1 Modelo Storm Water Management Model.....	17
4.2 Definición del modelo.....	20
4.3 Resultados.....	22
4.4 Conclusiones.....	24

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

1 INTRODUCCIÓN.

El presente anejo tiene por objeto diseñar los elementos de drenaje que van a conformar la red de saneamiento de aguas pluviales de nueva ejecución prevista en el tramo final de la C/ Venezuela, que permitirá el desagüe hasta la playa. Para ello, se estudiarán los diferentes parámetros climáticos, pluviométricos, hidrológicos etc., con el fin de obtener los datos necesarios que definan hidráulicamente la actuación determinando las avenidas de cálculo. Se comprueba que las secciones dispuestas son suficientes para evacuar los caudales previstos.

2 METODOLOGÍA DE CÁLCULO.

2.1 Pluviometría.

En este punto se analizan los datos de origen pluviométricos de que se disponen, comparando los mismos y seleccionando los más apropiados tanto por la naturaleza de la cuenca afectada como por las necesidades del propio estudio.

Los datos disponibles son los siguientes:

- Precipitación empleada en el Estudio hidráulico para la ordenación de las cuencas de la Costa del Sol Occidental.
- Máximas lluvias diarias en la España peninsular. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras 1.999.

De los que se determinarán las intensidades máximas horarias definitivas empleadas en el estudio hidrológico.

2.1.1 Precipitación empleada en el Estudio Hidráulico para la Ordenación de las Cuencas de la Costa del Sol Occidental (EHOCCSO).

Del estudio de precipitaciones con datos recientes de las estaciones pluviométricas, llevado a cabo en el documento titulado “Estudio Hidráulico para la Ordenación de las Cuencas de la Costa del Sol Occidental”, para la cuenca del arroyo Jaboneros, obtenemos:

Periodo de retorno (años)	Precipitaciones (mm)		Prec. con hum. Prev.
	diarias	de cálculo	
5	96	49	71
10	122	62	84
25	166	85	98
50	175	89	120
100	206	105	125
250	253	129	140
500	299	152	164
1,000	384	196	188

Valores de precipitación máxima diaria para el río Jaboneros. Fuente EHOCCSO

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

2.1.2 Máximas lluvias diarias en la España peninsular. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras 1.999.

En el documento de máximas lluvias diarias en la España Peninsular se realizan las siguientes fases:

- Selección de estaciones pluviométricas y recopilación de sus datos correspondientes a las máximas lluvias diarias.
- Modelación estadística de las series anuales de máximas lluvias diarias realizando una estimación regional de parámetros y cuantiles.
- Análisis de la distribución del valor medio de las series anuales de máximas lluvias diarias, estimado directamente a partir de las muestras.
- Resumen y presentación de los resultados alcanzados en versión informática aprovechando la tecnología de los Sistemas de Información Geográfica (SIG).

De modo que el programa permite simplemente aportando las coordenadas, bien geográficas, bien UTM del lugar geográfico que se esté estudiando (centroide de la cuenca), y el periodo de retorno considerado, obtener de forma automática los siguientes valores:

- Precipitación media en 24 horas: P_{media} (mm/día)
- Coeficiente de variación C_v .
- Precipitación máxima en 24 horas: P_t (mm/día)

El mapa de Isolíneas C_v fue obtenido mediante una interpolación espacial en una malla por el método inverso de la distancia al cuadrado. Los datos empleados para la interpolación fueron las 1545 estaciones “básicas” a las que se asigna el C_v regional correspondiente.

Las funciones de distribución que se analizaron para que las aplicara el programa fueron las siguientes:

<u>Distribución</u>	<u>f(x) ó F(x)</u>	<u>Parámetros</u>
GEV	$F(x) = \exp \left\{ - \left[1 - k \left(\frac{x-u}{\alpha} \right) \right]^{1/k} \right\}$	u, α, k
LP3	$f(x) = \frac{\left(\frac{\log_{10} x - u}{\alpha} \right)^{k-1}}{x \alpha \Gamma(k)} \exp \left\{ - \left(\frac{\log_{10} x - u}{\alpha} \right)^k \right\}$	u, α, k
TCEV	$F(x) = \exp \left(-\alpha_1 e^{-x/\theta_1} - \alpha_2 e^{-x/\theta_2} \right)$	$\alpha_j, \theta_j, j = 1, 2$
SQRT-ET max	$F(x) = \exp \left[-k \left(1 + \sqrt{\alpha x} \right) \exp(-\sqrt{\alpha x}) \right]$	α, k

En el programa, un análisis de los cuantiles regionales Y_t estimados, con los cuatro modelos de ley seleccionados en las 26 zonas adoptadas, muestran diferencias prácticamente inexistentes para bajos y medios periodos de retorno (2, 5, 10 y 25 años), y sólo cuando los periodos de retorno son mayores, existen ligeras diferencias siempre inferiores al 8% para 500 años.

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

Este hecho, reduce en cierto modo la transcendencia del proceso de selección del modelo de ley, siendo la ley SQRT-ET max la finalmente seleccionada por las siguientes razones:

- Es el único de los modelos analizados de la ley de distribución, que ha sido propuesto específicamente para la modelación estadística de máximas lluvias diarias.
- Está formulada con sólo dos parámetros lo que conlleva una completa definición de los cuantiles en función exclusivamente del coeficiente de variación con lo que se consigue una mayor facilidad de presentación de resultados.
- Por la propia definición de la ley proporciona resultados más conservadores que la tradicional ley de Gumbel.
- Conduce a valores más conservadores que los otros modelos de ley analizados para las 17 regiones con cuantiles menores, mostrando unos resultados similares en el resto de las regiones.
- Demuestra una buena capacidad para reproducir las propiedades estadísticas observadas en los datos, lo que se comprobó mediante técnicas de simulación de Montecarlo.

En nuestro caso particular, se han obtenido los siguientes resultados para las cuencas en estudio.

- Precipitación media en 24 horas: $P_{media} = 80 \text{ (mm/día)}$
- Coeficiente de variación $C_v = 0.41$.

PERIODO DE RETORNO (T) AÑOS	Pt (mm/día)
5	92
10	113
25	142
50	167
100	192
500	257

En nuestro caso particular, se ha considerado la precipitación que figura en el Estudio Hidráulico para la Ordenación de las Cuencas de la Costa del Sol Occidental (EHOCCSO) de reciente fecha de publicación por parte de la Consejería de Medio Ambiente de la Junta de Andalucía y el empleo de casi la totalidad de estaciones pluviométricas, hacen pensar en una mayor fiabilidad de los valores obtenidos.

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

2.2 Periodo de retorno a considerar en el cálculo de caudales.

La selección del caudal de referencia para el que debe proyectarse un elemento de drenaje superficial, obra de cruce de un arroyo o río, está relacionada con la frecuencia de su aparición, que se puede definir por su periodo de retorno.

El periodo de retorno de un caudal (T) se define como aquel que, como media, es superado una vez cada T años. Sin embargo, el riesgo de que ese caudal sea excedido alguna vez durante un cierto intervalo de tiempo depende también de la duración del intervalo.

El cálculo de la red de pluviales se realiza para los periodos de retorno 10 y 25 años.

2.3 Características de las cuencas. Parámetros físicos.

Se ha procedido a la determinación de los parámetros físicos representativos de la cuenca estudiada a partir del MDT 5x5 m, disponible a través del Instituto Geográfico Nacional para el caso de las cuencas que exceden los límites del ámbito de actuación.

2.4 Cálculo de caudales. Método Racional.

Una vez determinados los parámetros físicos de la cuenca afectada, se concluye que el método Hidrometeorológico conocido como método racional es adecuado para el cálculo del máximo caudal de avenida para los periodos de retorno considerados, con el condicionante de que la cuenca afectada sea clasificada como pequeña, situación dada, ya que el tiempo de concentración es inferior a seis horas.

2.4.1 Planteamiento general.

La adecuada evaluación de los caudales máximos que pueden esperarse con una determinada probabilidad o periodo de retorno es de suma importancia en el dimensionamiento de un gran número de obras.

En el caso de no disponer de suficientes datos foronómicos se recurre a métodos hidrometeorológicos, donde los caudales se estiman a partir de datos pluviométricos obtenidos por diferentes fuentes. Dentro de estos últimos destacan, por su gran aplicación, los que utilizan el hidrograma unitario y aquellos basados en el método racional.

En el caso español es preciso hacer referencia a la Norma 5.2-IC Drenaje Superficial de la Instrucción de Carreteras, donde se desarrolla una metodología de cálculo de caudales de avenida que, basada en el método racional, pretende subsanar las deficiencias observadas en sus versiones tradicionales.

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

Para cuencas pequeñas son apropiados los métodos hidrometeorológicos contenidos en la instrucción 5.2-IC, basados en la aplicación de una intensidad media de precipitación a la superficie de la cuenca, a través de una estimación de su escurrentía. Ello equivale a admitir que la única componente de la precipitación que interviene en la generación de caudales máximos es la que escurre superficialmente. En las cuencas grandes estos métodos pierden precisión y, por tanto, la estimación de caudales es menos correcta.

La frontera entre cuencas grandes y pequeñas, a efectos de la citada instrucción, corresponde aproximadamente a un tiempo de concentración de seis (6) horas.

La naturaleza de la cuenca aportante influye en los métodos hidrometeorológicos, según que el tiempo de recorrido del flujo difuso sobre el terreno sea relativamente apreciable (plataforma de la carretera y márgenes) o no (cauces definidos).

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

2.4.2 Método Racional.

En un aguacero ideal, de duración indefinida, con intensidad de lluvia neta E constante, el caudal Q en el punto de desagüe de la cuenca, que al principio sólo acusará la presencia del agua caída en sus proximidades, irá creciendo hasta alcanzarse una situación de equilibrio. En ese momento, las intensidades de salida de agua se igualarán con las de entrada en la cuenca y por tanto:

$$Q = E \cdot A$$

Siendo A la superficie total de dicha cuenca, estabilizándose el caudal a partir de entonces.

La intensidad de lluvia neta E será igual a la de lluvia total I , si el terreno es totalmente impermeable. En los casos reales:

$$E/I = C < 1$$

siendo C el coeficiente de escorrentía.

El caudal máximo se dará en el equilibrio y valdrá:

$$Q = E \cdot A = \frac{C \cdot I \cdot A}{K} \quad (1)$$

Siendo:

- C : coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie drenada.
- A : su área, salvo que tenga aportaciones o pérdidas importantes, tales como resurgencias o sumideros, en cuyo caso el cálculo del caudal Q deberá justificarse convenientemente.
- I : la intensidad media de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración.
- K : un coeficiente que depende de las unidades en las que se midan Q , I y A .

Suponiendo un aguacero de duración indefinida, sería suficiente un determinado tiempo T_c (característico de cada cuenca) para alcanzar un máximo igual al caudal de equilibrio. Este tiempo de concentración, se define como el transcurrido desde el tiempo de aguacero hasta el final de su hidrograma superficial.

De este modo, el máximo caudal originado por un aguacero estará constituido por agua precipitada exclusivamente dentro de un intervalo de duración T_c . Si la lluvia neta ($C \times I$) en este lapso tiene lugar con intensidad constante, el caudal punta se podrá calcular por la fórmula racional ya mencionada.

Entre todos los lapsos del aguacero de duración T_c , el suministrador del caudal punta será aquel que proporcione el máximo valor de I y por tanto, el cálculo estadístico de caudales punta se reduce al de los valores extremos de la intensidad media (I) de precipitación en los intervalos de duración T_c y al valor del coeficiente de escorrentía (C) que cabe esperar en esos mismos intervalos.

La sencilla formulación del método racional lo hace muy atrayente en los casos en que no haya que estudiar los efectos de la laminación y sólo interese el valor del caudal punta. Si fuera necesario obtener la distribución del caudal punta a lo largo del tiempo debería utilizarse otro método.

Según han podido constatar numerosos autores, los métodos hidrometeorológicos, y entre ellos el racional, suelen presentar un marcado sesgo hacia la sobreelevación de los caudales, que suponen la existencia implícita de un coeficiente de seguridad.

La hipótesis de lluvia neta constante admitida en el método racional no es real y en la práctica, existen variaciones en su reparto temporal que favorecen el desarrollo de los caudales punta. Sin embargo, en cuencas pequeñas ($T_c < 6$ h), la influencia de la variación temporal de la lluvia neta es secundaria y se puede reflejar mediante un factor corrector (K') con lo que (1) quedaría:

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

$$Q = \frac{I(T, t_c) \cdot C \cdot A \cdot K_t}{3.6} \quad (2)$$

Siendo:

- Q (m³/s): caudal punta correspondiente a un periodo de retorno dado.
- C: coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie drenada.
- I (mm/h): Intensidad media de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado y a intervalo igual tiempo de concentración.
- A (Km²): área de la cuenca o superficie drenada.
- A continuación, se expondrá el proceso de obtención de los valores de I y de C que definirán totalmente la fórmula anterior.
- Intensidad media de precipitación (I).

La intensidad a utilizar en la aplicación del método racional, recordando la formulación anterior, es la correspondiente a un periodo de retorno y a un intervalo igual al tiempo de concentración.

Para su cálculo se utiliza una ley intensidad duración en la forma:

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

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

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

Donde:

I_d: Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al periodo de retorno T (mm/h)

P_d: Precipitación diaria correspondiente al periodo de retorno T (mm)

K_A: Factor reductor de la precipitación por área

Si A < 1 Km² K_A = 1

Si A > 1 Km² $K_A = 1 - \frac{\log A}{15} K_A = 1 - \frac{\log A}{15} K_A = 1 - \frac{\log A}{15} K_A = 1 - \frac{\log A}{15} K_A = 1 - \frac{\log A}{15} K_A = 1 - \frac{\log A}{15} K_A$

Para el cálculo de F_{int} se tomará el mayor de los obtenidos mediante la expresión:

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

Siendo :

F_a: Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (I₁/I_d)

F_b: Factor obtenido a partir de las curvas IDF de un pluviógrafo próximo. No se expondrá por no disponer de datos en las proximidades.

Para el cálculo del factor a (F_a) se emplea una ley intensidad duración en la forma:

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

donde:

El valor del ratio (I₁/I_d) se determina a partir de la fig. 2.4 (Instrucción 5.2.-IC)

t: es la duración del aguacero, si se toma t = T_c se obtiene la intensidad a emplear.

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración, es el mínimo tiempo necesario desde el comienzo del aguacero para que toda la superficie de la cuenca esté colaborando en la escorrentía generada en el punto de control se ha evaluado siguiendo la norma 5.2-IC, como:

$$t_c = 0.3 \cdot L_c^{0.76} \cdot J_c^{-0.19}$$

siendo:

Tc: tiempo de concentración (en horas).

L: longitud del cauce principal en (km).

J: pendiente media del cauce principal (m/m).

Teniendo en cuenta que la longitud del cauce principal se toma desde el nacimiento del río y el punto de cota máxima se encuentra referido al nacimiento del cauce principal. El cauce o recorrido que debe escogerse es el que dé lugar a un mayor tiempo de concentración.

La administración hidráulica de Andalucía propone el empleo del método racional, pero aplicando una reducción al tiempo de concentración en función del grado de urbanización de la cuenca vertiente y también propone no aplicar corrección al umbral de escorrentía, es decir, considerar los valores iniciales del umbral de escorrentía sin corregir.

La cuenca vertiente presenta una superficie urbanizada de 0,03 km². Por lo tanto, el coeficiente que define el grado de urbanización sería:

$$\mu = \frac{0,033}{0.030} = 0,91 > 0,04$$

Al ser el grado de urbanización superior a 0,04 y al tratarse de zona urbana, el nuevo valor del tiempo de concentración sería:

$$t'_c = \frac{1}{1 + 3\sqrt{\mu \times (2 - \mu)}} \times t_c$$

Si el tiempo de recorrido en flujo difuso sobre el terreno fuese relativamente apreciable, como es el caso de la plataforma de una carretera y de las márgenes que a ella vierten, la fórmula anterior no resulta aplicable. Se considera que se produce esta circunstancia cuando $t_c < 0.25$ h.

$$t_{dif} = 2 \cdot L_{dif}^{0.408} \cdot n_{dif}^{0.312} \cdot J_{dif}^{-0.209}$$

donde:

Tdif: tiempo de recorrido en flujo difuso sobre el terreno en minutos.

ndif: Coeficiente de flujo difuso

Ldif: longitud de recorrido en flujo difuso en metros.

Jdif: Pendiente media.

El valor del tiempo de concentración t_c , a considerar se obtiene de la siguiente tabla 2.2:

t dif(minutos)	t _c (minutos)
≤5	5
5≤tdif≤40	t dif
≥40	40

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

Escorrentía.

El coeficiente de escorrentía (C), define la proporción de la componente superficial de la precipitación de intensidad I, y depende de la razón entre la precipitación diaria Pd correspondiente al periodo de retorno y el umbral de escorrentía Po a partir del cual se inicia esta, este umbral de escorrentía es característico de cada cuenca.

La formulación utilizada está basada en el método propuesto por la Ley del Soil Conservation Service (USA) para las relaciones lluvia-escorrentía y que corresponde a las expresiones:

$$\begin{aligned}
 E/P &= 0 && \text{si } (P/P_o) < 1 \\
 E/P_o &= \frac{[(P/P_o) - 1]^2}{(P/P_o) + 4} && \text{si } (P/P_o) \geq 1
 \end{aligned}$$

Siendo:

- E (mm): escorrentía igualmente acumulada y provocada por P.
- P (mm): precipitación acumulada desde el comienzo del aguacero hasta el instante dado.
- Po (mm): parámetro o umbral de escorrentía que define la precipitación total por debajo de la cual no se produce escorrentía.

El coeficiente instantáneo de escorrentía C, en un instante dado hasta el cual ha precipitado P y se ha provocado una escorrentía E, se puede obtener derivando las expresiones anteriores:

$$C = \frac{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_o} - 1\right) \cdot \left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_o} + 23\right)}{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_o} + 11\right)^2} \quad (7)$$

C va creciendo a lo largo del aguacero y su valor medio en un intervalo será mayor que el correspondiente a su origen y menor que el del final. El intervalo objeto de estudio es aquel que proporciona mayor escorrentía y se admite que corresponde al de duración igual al tiempo de concentración y que contiene el máximo del hietograma. Si se conoce el valor de P en dicho instante, la expresión (7) permitirá obtener el coeficiente de escorrentía buscado.

Se ha comprobado en distintas estaciones pluviométricas españolas que puede admitirse una ley lineal del tipo:

$$(P)_{\text{máx. intensidad}} = b \times P_d$$

donde b es un parámetro que refleja la posición relativa del intervalo de máxima intensidad dentro del pluviograma diario, y que puede admitirse que toma un valor de 0.5. Con esto, quedaría fijado el valor del coeficiente de escorrentía a utilizar en función de Pd.

Esta formulación debe ser corregida en los casos de aguaceros con pequeño periodo de retorno puesto que en estos casos no se cumple sistemáticamente la hipótesis básica: el máximo caudal no está asociado al intervalo de máxima intensidad y duración Tc, ya que dicha precipitación quedará absorbida íntegramente por el terreno al ser menor que el umbral de escorrentía.

En estos casos, el intervalo generador del máximo caudal, y con él, el punto intermedio indicativo del coeficiente de escorrentía, se desplazan en el tiempo hacia la zona final del aguacero, en espera de condiciones más favorables de la humedad del suelo que las correspondientes al intervalo de máxima intensidad.

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

Este problema se aborda modificando la ley anterior (7) en los entornos de los pequeños valores, haciéndola despegar del eje $C=0$ para $P_d \cdot K_a \leq P_o$, para tender posteriormente a confundirse con la curva primitiva, proponiéndose finalmente:

$$C = 0 \quad \text{si } (P_d \cdot K_a / P_o) < 1$$

Las cuencas heterogéneas deberán dividirse en áreas parciales cuyos coeficientes de escorrentías se calcularán por separado, reemplazándose el término CxA en (3) por $\sum(CxA)$.

Determinación del Umbral de Escorrentía.

El valor del umbral de escorrentía (P_o), en un sentido determinístico, depende de las características de la cuenca y se determinará por la siguiente fórmula:

$$P_o = P_o^i \cdot \beta$$

donde:

P_o : Umbral de escorrentía (mm)

P_o^i : Valor inicial del umbral de escorrentía (mm)

β : Coeficiente corrector del umbral de escorrentía

El valor de P_o^i puede obtenerse como valor promedio de la cuenca (basándose en el concepto de “número de curva” del Soil Conservation Service) a partir de la tabla 2.3 de la Instrucción 5.2 IC y de los siguientes datos:

- pendiente (%).
- capacidad de infiltración del suelo.
- vegetación.
- características del laboreo.

El valor obtenido de dicha tabla se deberá multiplicar por el coeficiente corrector β . Este coeficiente refleja la variación regional de la humedad habitual en el suelo al comienzo de aguaceros significativos. Como regla general se adoptará:

- Valor obtenido, cuando se disponga de una calibración específica para la cuenca de estudio.
- Valor obtenido por calibración entre datos reales de caudales y resultados del método racional, y estos coincidan sensiblemente.
- Valor obtenido a partir de la tabla 2.5, correspondiente a las regiones definidas en la figura 2.9., cuando no se disponga de información para la calibración.

Para este último caso se procede atendiendo al tipo de obra de que en cada caso se trate, según la importancia de la vía:

- Drenaje transversal de vías de servicio, ramales, caminos, accesos a instalaciones y edificaciones y drenaje de plataforma y márgenes:

$$\beta^{PM} = \beta_m \cdot F_T$$

- Drenaje transversal de la carretera, puentes, alcantarillas y obras de drenaje transversal:

$$\beta^{DT} = (\beta_m - \Delta_{50}) \cdot F_T$$

donde:

β^{PM} : Coeficiente corrector del umbral de escorrentía para drenaje de plataforma y márgenes

β^{DT} : Coeficiente corrector del umbral de escorrentía para drenaje transversal de la vía.

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

β_m : Valor medio del coeficiente corrector del umbral de escorrentía (tabla 2.5).

F_T : factor función del periodo de retorno.

Δ_{50} : Desviación respecto al valor medio: intervalo de confianza correspondiente al 50%.

Se podrá justificar la conveniencia de adoptar un intervalo de confianza superior al definido con carácter general.

La administración hidráulica de Andalucía propone no aplicar corrección al umbral de escorrentía, es decir, considerar los valores iniciales del umbral de escorrentía sin corregir, además de no superar valores de umbral de escorrentía superiores a 25mm.

Según la figura 2.7 de la instrucción, por su localización, se consideran asimilables los terrenos que conforman la cuenca vertiente al grupo hidrológico B o C. No obstante, y de manera conservadora, se adopta el grupo D correspondiente a infiltración muy lenta y drenaje pobre o muy pobre.

Para la estimación del umbral de escorrentía inicial ($P_{0,i}$) por debajo del cual las precipitaciones acumuladas no provocan escorrentía, se recurrirá a la tabla 2.3 “Valor inicial del umbral de escorrentía $P_{0,i}$ ” de la norma 5.2 IC drenaje superficial, pues se trata de problemas específicos de escorrentía urbana y el tamaño de cuenca es inferior al tamaño de discretización de la cobertura raster publicada por el CEDEX en 2003 (500x500 m) acuerdo con la metodología expuesta en la publicación “Análisis de nuevas fuentes de datos para la estimación del parámetro número de curva: perfiles de suelos y teledetección”.

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

3 Red de saneamiento de aguas pluviales.

3.1 Cuencas vertientes y puntos de vertido.

Se ha considerado el aporte exterior procedente de la calle Venezuela. La superficie de la cuenca, longitudes, cotas de los puntos más altos y más bajos se han determinado en base al MDT 5x5, perfilado con la información del vuelo municipal. La cuenca tiene como límite Norte la avd. Juan Sebastián Elcano, por el Este linda con el arroyo Jaboneros, por el Oeste la propia calle Venezuela, que al encontrarse deprimida respecto a la Avda. Bolivia encuentra su límite meridional en la propia avenida. El vertido actual se produce a través de una abertura bajo la acera norte, justo a la izquierda del acceso peatonal que salva el desnivel.

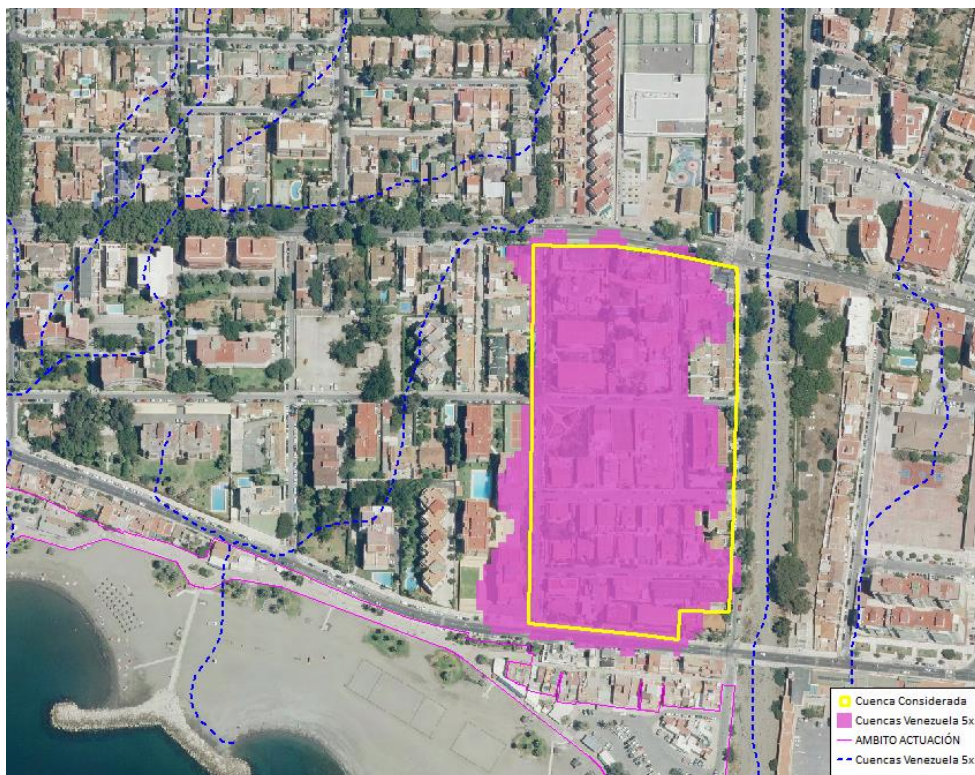


Vista del desagüe de la calle Venezuela.

El cauce del arroyo Jaboneros presenta características de cauce colgado, puesto que las márgenes se encuentran elevadas con respecto a la llanura de inundación. Este fenómeno produce que una vez las aguas superan el umbral del cauce, éstas siguen patrones divergentes y durante la fase de recesión, ya no regresan al cauce principal.

La figura siguiente ilustra mejor el fenómeno comentado. Se observan cauces que divergen del canal principal del arroyo Jaboneros. Se muestra, además, la determinación del área vertiente a la calle Venezuela (línea amarilla) y la superficie estimada según el MDT 5x5 del IGN (área magenta) cuencas consideradas para el dimensionamiento del colector de pluviales.

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.



Determinación de cuencas vertiente a calle Venezuela.

La siguiente tabla resume las principales características hidrográficas de la cuenca estudiada.

Cuenca	Área (km ²)	L (km)	Zmax (m)	Zmin (m)	Pend (m/m)
Cuenca Calle Venezuela	0.033	0.300	11	3	0.027

Tabla de características hidrográficas de la cuenca de la calle Venezuela.

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

3.1.1 Determinación del umbral de escorrentía.

Fruto del análisis de las cuencas de estudio, se obtienen los valores de P_0 correspondientes a la cuenca que a continuación se muestra. Se pueden distinguir como principales usos a partir de la ortofotografía más reciente los de urbanizaciones y estructura urbana abierta.



Usos del suelo para la determinación del umbral de escorrentía en la cuenca de aportación a la red de saneamiento de aguas pluviales.

Tras consultar los valores de la tabla 2.3 Valor inicial del umbral de escorrentía P_{0i} de la norma 5.2 IC drenaje superficial, se adoptan los siguientes valores según los usos predominantes que se aprecian en la imagen anterior.

Código	Uso del suelo	Grupo de suelo	P_{0i} (mm)
11200	Urbanizaciones	D	6
12210	Estructura urbana abierta	D	6

Extracto de la tabla 2.3 Valor inicial del Umbral de escorrentía. Fuente: Norma 5.2IC drenaje superficial.

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

3.1.2 Cálculo de caudales.

A continuación, se presentan los resultados de la aplicación del método propuesto por la instrucción de carreteras 5.2 I.C. "Drenaje Superficial" anteriormente descrito a las cuencas de estudio, para los periodos de retorno de 10 y 25 años.

Cuenca	Área (km ²)	L (km)	Zmax (m)	Zmin (m)	Pend (m/m)	Tc Temez (h)	Area urbana (km ²)	Grado urban. μ	Tc mod (h)	Tc difuso (min)	Tc adoptado (h)
C/ Venezuela	0.033	0.300	11	3	0.027	0.24	0.030	0.91	0.06	11.79	0.20

Para T=25 años.

Cuenca	Kt	Ka	POi	β_{dt}	P0 (mm)	T (años)	Pd (mm)	I1/I0	Pd·Ka	I	C	Q (m ³ /s)
C/ Venezuela	1.01	1.00	6.00	1.00	6.00	25	166	9.0	166.00	143.36	0.90	1.19

Para T=10 años.

Cuenca	Kt	Ka	POi	β_{dt}	P0 (mm)	T (años)	Pd (mm)	I1/I0	Pd·Ka	I	C	Q (m ³ /s)
C/ Venezuela	1.01	1.00	6.00	1.00	6.00	10	122	9.0	122.00	105.36	0.85	0.83

3.2 Descripción de la nueva red.

El colector de diámetro 800 mm trasiega las aguas pluviales por gravedad desde el final de la C/ Venezuela hasta el punto de vertido indicado en los planos, con pendientes en el entorno del 0,75%, adaptándose el trazado de la red a la orografía existente y al diseño del paseo. Una vez se atraviesa la C/ Bolivia mediante hincas, que tendrá diámetro 1200 mm y se realizará con la técnica de escudo abierto, el colector gira 90°, cambia a diámetro 800 mm en U-PVC y se dispone bajo la nueva rampa de acceso al paseo desde la citada calle. Una vez al final de ésta, y por motivos de suficiencia de resguardo bajo el pavimento del paseo, el colector se desdobra en dos de diámetro 600 mm (también en U-PVC, aunque en SN-8), pasa por debajo propiamente del paseo marítimo y desemboca en la playa mediante un emboquille de escollera.

Se colocan las tuberías sobre una cama de arena de 10 cm de espesor, en zanja con anchura que admita 20 cm a cada lado del tubo. El relleno de la zanja se hará con suelo adecuado compactado al 98% del ensayo de Proctor.

La red proyectada se ha diseñado teniendo en cuenta los recubrimientos con los que se cuenta, así como sus adecuadas conexiones con otros elementos del drenaje urbano futuros, teniéndose en cuenta también la existencia de diferentes cruces con otros servicios.

Las condiciones y características de los materiales a emplear en la red de saneamiento de aguas fecales se han descrito en el Documento N°3 *Pliego de Condiciones*, indicándose a continuación aquellas características que resultan más destacables.

- Los colectores se ejecutarán de PVC compacto de color teja y acabado liso conforme a UNE-EN 1401 y unión con junta de goma, de 600 mm de diámetro exterior ($R_{ce}=8 \text{ kn/m}^2$, tipo SN-8) y 800 mm de diámetro exterior ($R_{ce}=4 \text{ kn/m}^2$, tipo SN-4).

Los pozos de registro se ejecutarán conforme a las normativas UNE EN 1917:2008, UNE EN 127917:2015 y especificaciones establecidas por EMASA, siendo éstos de hormigón

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

prefabricado completo con 110 cm de diámetro interior y alturas comprendidas entre los 1,00 y 2,50 m de profundidad.

- Todos ellos dispondrán de una solera de hormigón de HM-15/40, ligeramente armada con mallazo, anillos de hormigón en masa de 1,00 m de altura prefabricados de borde machihembrado, y cono asimétrico para formación de brocal del pozo, de 60 cm de altura, con cierre de marco y tapa de fundición serigrafiada de clase D-400, calidad AENOR, con nombre del Ayto. de Málaga y denominación del servicio. Disponiendo de cerco de tapa y estando totalmente selladas las juntas mediante mortero de cemento.
- A lo largo de los pozos se deberán de disponer de los pates necesarios distanciados entre sí a una altura de 20 cm.

3.3 Características hidráulicas de las conducciones.

Tal como se ha explicado anteriormente, las conducciones se calculan mediante la fórmula de Manning, con un coeficiente de rugosidad de 0,009 para los tubos de PVC.

3.4 Velocidades admisibles y grado de llenado.

La velocidad máxima en general se ha limitado a 5 m/s para en periodo de retorno de 10 años y 6 para el periodo de retorno de 25 años conforme a la normativa vigente.

Como velocidad mínima se ha escogido 0,5 m/s, con la que se garantiza que durante la vida útil no se produzcan depósitos de sedimentos que reduzcan la sección útil del tubo e impidan transportar el caudal de cálculo.

La pendiente de los colectores está en torno al 0,75% en su tramo desde la C/ Venezuela hasta el borde del paseo marítimo, tendiéndose posteriormente al 0,30% por limitaciones de cota en el vertido. La red se ha diseñado para que pueda absorber, con los resguardos usuales (grado de llenado 80%), los caudales de cálculo con un periodo de retorno de 10 años, y los caudales de cálculo con un periodo de retorno de 25 años sin entrar en carga en ningún momento.

3.5 Hipótesis de cálculo.

Se consideran dos hipótesis de cálculo, para periodos de retorno de 10 y 25 años. Se considera que en otra actuación se acometerá el desdoblamiento de la red actual y su conversión a red separativa, por lo tanto, sólo se tendrá en cuenta la combinación de aguas pluviales.

4 COMPROBACIÓN HIDRÁULICA.

Para la justificación del comportamiento hidráulico del colector, es necesario emplear un modelo que considere todos los condicionantes, como son el almacenamiento en los conductos, los resaltes hidráulicos, las pérdidas en las entradas y salidas de los pozos de registro, el flujo inverso y el flujo presurizado.

4.1 Modelo Storm Water Management Model.

Con el fin de evaluar el comportamiento del colector 1, se emplea el modelo Storm Water Management Model (SWMM), desarrollado por la agencia de protección ambiental (EPA) de los EE.UU.

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

El Storm water Management Model (modelo de gestión de aguas pluviales) de la EPA (SWMM) es un modelo de simulación de precipitaciones, que se puede utilizar para un único acontecimiento o para realizar una simulación continua en periodo extendido. El programa permite simular tanto la cantidad como la calidad del agua evacuada, especialmente en alcantarillados urbanos. El módulo de escorrentía de SWMM funciona con una serie de subcuencas en las cuales cae el agua de lluvia y se genera la escorrentía. El módulo de transporte 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 reguladores. Asimismo, SWMM es capaz de seguir la evolución de la cantidad y la calidad del agua de escorrentía de cada subcuenca, así como el caudal, el nivel de agua en los pozos o la calidad del agua en cada tubería y canal durante una simulación compuesta por múltiples intervalos de tiempo.

SWMM se desarrolló por primera vez en 1971, habiendo experimentado desde entonces diversas mejoras. La edición actual, que corresponde a la 5ª versión del programa, es un código reescrito completamente a partir de ediciones anteriores. Funcionando bajo Windows, EPA SWMM 5 proporciona un entorno integrado que permite introducir datos de entrada para el área de drenaje, simular el comportamiento hidráulico, estimar la calidad del agua y ver todos estos resultados en una gran variedad de formatos. Entre estos, se pueden incluir mapas de contorno o isolíneas para el área de drenaje, gráficos y tablas de evolución a lo largo del tiempo, diagramas de perfil y análisis estadísticos de frecuencia.

El modelo de transporte de la Onda Dinámica (Dynamic Wave Routing) resuelve las ecuaciones completas unidimensionales de Saint Venant y por tanto genera los resultados más precisos. Estas ecuaciones suponen la aplicación de la ecuación de continuidad y de cantidad de movimiento en las conducciones y la continuidad de los volúmenes en los nudos.

$$\frac{\partial y}{\partial t} + v \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{A}{b} \frac{\partial v}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(I_o - I_f) = 0$$

donde v , es la velocidad media del agua en la sección, y el nivel de agua (calado) en dicha sección, A es la sección transversal del conducto ocupada por el flujo, b el ancho superficial del agua, g la aceleración de la gravedad, I_o pendiente de la solera del conducto, I_f la pendiente de la línea de energía, x la abscisa a lo largo del conducto y t el tiempo.

Estas ecuaciones deducidas por A.J.C. Barre de Saint-Venant en 1871, no tienen solución analítica por lo que debe abordarse su tratamiento mediante métodos numéricos. Técnicas bien conocidas como los métodos en diferencias finitas, volúmenes finitos, elementos finitos o el método de las características, se pueden utilizar en su resolución. La utilización de un método u otro producirá resultados similares, por lo que no se puede reconocer un procedimiento superior a los otros. SWMM 5.0 opta por un esquema en diferencias finitas explícitas, que es más fácil de formular, si bien precisa trabajar con incrementos de tiempo de cálculo más reducidos para asegurar la estabilidad de la solución numérica.

Las ecuaciones de Saint Venant representan el caso más general de movimiento, pero en años pasados la dificultad de resolución junto a la necesidad de disponer de mucha mayor información sobre la red y sobre el proceso de transformación lluvia-escorrentía, hizo que se utilizaran métodos de cálculo hidráulico más sencillos.

El modelo de transporte de la Onda Dinámica puede contemplar efectos como el almacenamiento en los conductos, los resaltos hidráulicos, las pérdidas en las entradas y salidas de los pozos de registro, el

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

flujo inverso y el flujo presurizado. Dado que resuelve de forma simultánea los valores de los niveles de agua en los nudos y los caudales en las conducciones puede aplicarse para cualquier tipo de configuración de red de saneamiento, incluso en el caso de que contengan nudos con múltiples divisiones de flujo aguas abajo del mismo o incluso mallas en su trazado. Se trata del método de resolución adecuado para sistemas en los que los efectos de resalto hidráulico, originados por las restricciones del flujo aguas abajo y la presencia de elementos de regulación tales como orificios y vertederos, sean importantes. El precio que generalmente es necesario pagar por el empleo de este método es la necesidad de utilizar incrementos de tiempo de cálculo mucho más pequeños, del orden de 1 minuto o menos. Durante el cálculo SWMM reducirá automáticamente el incremento de tiempo de cálculo máximo definido por el usuario si es necesario para mantener la estabilidad numérica del análisis. Con este tipo de modelo de transporte es posible representar el flujo presurizado cuando una conducción cerrada se encuentra completamente llena, de forma que el caudal que circula por la misma puede exceder del valor de caudal a tubo completamente lleno obtenido mediante la ecuación de Manning. Las inundaciones ocurren en el sistema cuando la profundidad (calado) de agua en los nudos excede el valor máximo disponible en los mismos. Este exceso de caudal bien puede perderse o bien puede generar un estancamiento en la parte superior del nudo y volver a entrar al sistema de saneamiento posteriormente.

SWMM considera el sistema de drenaje como una colección de elementos dentro de módulos o capas, donde en cada una de ellas se representan los procesos hidrológicos o hidráulicos, tal como la precipitación o el flujo de aguas a través de los colectores. Sin entrar en más detalles, el modelo se estructura en rutinas que simulan numéricamente algún proceso hidrológico o hidráulico particular, como son:

- ✓ RUNOFF
- ✓ TRANSPORT
- ✓ EXTRAN
- ✓ STORAGE/TREATMENT

En nuestro caso prescindiremos de los módulos de tratamiento (STORAGE/TREATMENT) y escorrentía (RUNOFF), procediendo con el módulo EXTRAN que propaga el flujo resolviendo las ecuaciones completas del régimen no permanente unidimensional, también conocidas como ecuaciones de Saint Venant.

Normalmente, en los modelos de transporte, cuando el caudal en uno de los pozos de registro del sistema excede la capacidad máxima del sistema de transporte situado aguas abajo, se produce un exceso de caudal en el sistema que generalmente se pierde. Una opción que presenta el programa consiste en almacenar este exceso de volumen en la parte superior del nudo, en forma de un almacenamiento o estancamiento del agua, de forma que entra de nuevo en el sistema de saneamiento cuando la capacidad del sistema lo permite. En los modelos de Flujo Uniforme y de la Onda Cinemática, el agua estancada simplemente se almacena como un exceso de volumen. En el caso del modelo de la Onda Dinámica, que está condicionado por los niveles de agua en los nudos, este exceso de volumen se asume como una inundación en la parte superior del nudo con un área superficial de la misma constante. En los conductos cerrados, las inundaciones superficiales pueden ocurrir en las calles y callejones más bajos del sistema, o en otros flujos superficiales disponibles en las proximidades de los imbornales del sistema de saneamiento. Las inundaciones superficiales también pueden fluir hacia depresiones de la superficie del terreno tales como aparcamientos, sótanos, trasteros y áreas similares.

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

4.2 Definición del modelo.

Para afrontar el caso de estudio se modela el colector desde la calle Venezuela (Ø800mm) hasta la salida a la playa (2x Ø600mm). Considerar Ø800 mm desde el inicio de la calle Venezuela, en lugar del tramo de hinca en 1200 mm, está del lado de la seguridad. Para la simulación, se introducen los 5 nodos y sus propiedades, así como los 4 conductos y sus características, mediante el modelo hidráulico de transporte de Onda Dinámica, conservando los términos inerciales.

En la siguiente tabla se pueden ver las cotas asignadas a los nodos. La entrada se produce en el nodo 1, con un caudal constante de 1.19 m³/s para T25 años y de 0.83 m³/s para T10 años.

Node Summary

Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	External Inflow
1	JUNCTION	1.66	1.49	0.0	Yes
2	JUNCTION	1.55	2.33	0.0	
3	JUNCTION	1.21	1.42	0.0	
4	JUNCTION	1.12	1.22	0.0	
5	OUTFALL	1.01	0.60	0.0	

En la siguiente tabla se describe la configuración de conductos, con la longitud, pendiente y rugosidad.

Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length	%Slope	Roughness
1	1	2	CONDUIT	14.9	0.7373	0.0090
2	2	3	CONDUIT	45.4	0.7492	0.0090
3	3	4	CONDUIT	11.8	0.7602	0.0090
4	4	5	CONDUIT	14.8	0.7458	0.0090

En la tabla siguiente se describen las características de los conductos, forma, calado máximo, área completa, radio hidráulico, ancho, número de líneas y capacidad a sección completa.

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

Cross Section Summary

Conduit	Shape	Full Depth	Full Area	Hyd. Rad.	Max. Width	No. of Barrels	Full Flow
1	CIRCULAR	0.80	0.50	0.20	0.80	1	1.64
2	CIRCULAR	0.80	0.50	0.20	0.80	1	1.65
3	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	2	0.77
4	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	2	0.77

En la siguiente imagen se puede ver una planta con la geometría del modelo, en la que con la leyenda de colores se grafían los calados máximos de las secciones. Rojo para los elementos de diámetro 800mm y amarillo para los elementos de diámetro 600mm.



Esquema general de la geometría del modelo.

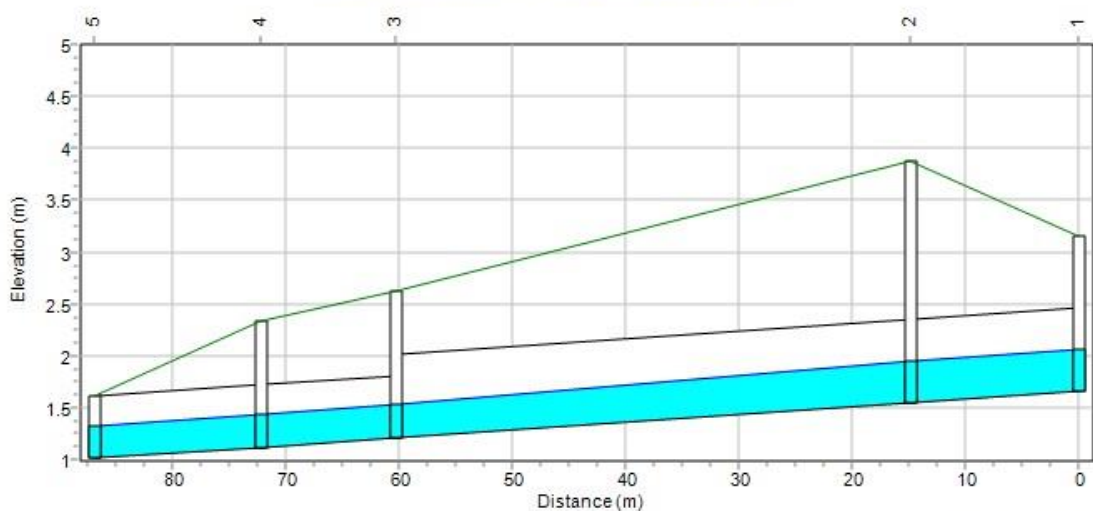
Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

4.3 Resultados.

La simulación se realiza correctamente, mediante el modelo hidráulico de transporte más completo, el de la Onda Dinámica, con desviaciones hidráulicas inferiores al 1% en valor absoluto.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos. Los siguientes perfiles longitudinales muestran el colector durante la circulación de los caudales de diseño para los distintos periodos de retorno anteriormente apuntados.

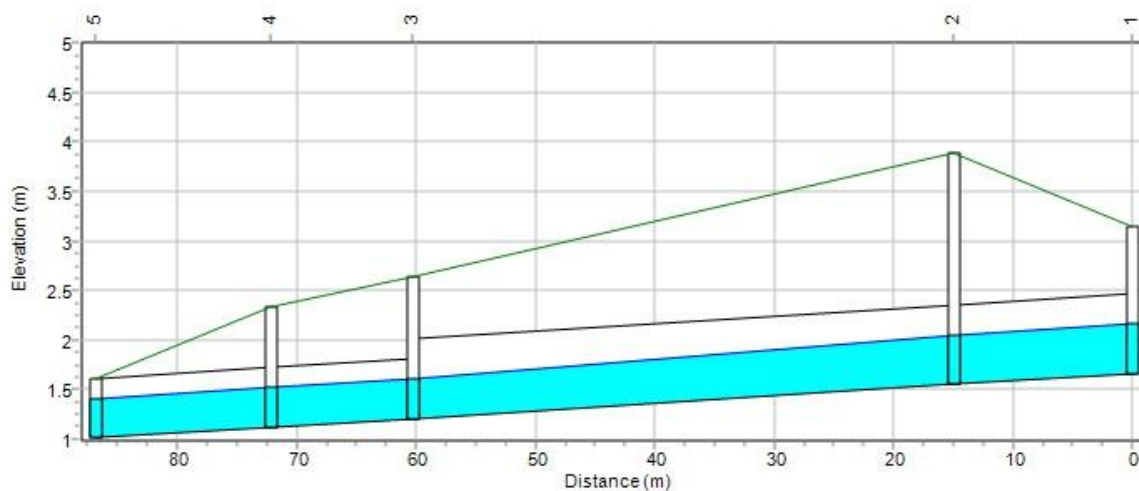
Water Elevation Profile T10: Node 1 - 5



12/10/2019 00:15:00

Perfil longitudinal del colector. T10 años

Water Elevation Profile T25: Node 1 - 5



12/10/2019 00:45:00

Perfil longitudinal del colector. T25 años

En la siguiente imagen se pueden correlacionar los resultados anteriores en una vista de planta,

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

donde se puede ver la capacidad de los conductos, según la escala de colores de la leyenda, así como la inexistencia de pozos inundados (todos aparecen en blanco).



Estado de carga de los colectores y rebose en nudos en instante máximo T10 años.



Estado de carga de los colectores y rebose en nudos en instante máximo T25 años.

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

4.4 Conclusiones

En el apéndice 1 del presente anejo se adjunta el listado de cálculo de la red de saneamiento de aguas pluviales proyectada. El colector no presenta problemas de capacidad para los periodos de retorno estudiados 10 y 25 años, funcionando en lámina libre en ambos casos y con un resguardo suficiente para T10 años.



Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

Apéndice 1.

Listado de cálculos de la red de pluviales.

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

Se incluyen a continuación los listados de cálculo para el colector.

10 años de periodo de retorno.

Element Count

Number of rain gages 0
 Number of subcatchments ... 0
 Number of nodes 5
 Number of links 4
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

Node Summary

Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	External Inflow
1	JUNCTION	1.66	1.49	0.0	Yes
2	JUNCTION	1.55	2.33	0.0	
3	JUNCTION	1.21	1.42	0.0	
4	JUNCTION	1.12	1.22	0.0	
5	OUTFALL	1.01	0.60	0.0	

Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length	%Slope	Roughness
1	1	2	CONDUIT	14.9	0.7373	0.0090
2	2	3	CONDUIT	45.4	0.7492	0.0090
3	3	4	CONDUIT	11.8	0.7602	0.0090
4	4	5	CONDUIT	14.8	0.7458	0.0090

Cross Section Summary

Conduit	Shape	Full Depth	Full Area	Hyd. Rad.	Max. Width	No. of Barrels	Full Flow
1	CIRCULAR	0.80	0.50	0.20	0.80	1	1.64
2	CIRCULAR	0.80	0.50	0.20	0.80	1	1.65
3	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	2	0.77
4	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	2	0.77

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

NOTE: The summary statistics displayed in this report are based on results found at every computational time step, not just on results from each reporting time step.

Analysis Options

Flow Units CMS

Process Models:

Rainfall/Runoff NO

RDII NO

Snowmelt NO

Groundwater NO

Flow Routing YES

Ponding Allowed NO

Water Quality NO

Flow Routing Method DYNWAVE

Surcharge Method EXTRAN

Starting Date 12/10/2019 00:00:00

Ending Date 12/10/2019 01:00:00

Antecedent Dry Days 0.0

Report Time Step 00:15:00

Routing Time Step 30.00 sec

Variable Time Step YES

Maximum Trials 8

Number of Threads 1

Head Tolerance 0.001500 m

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10^6 ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.000	0.000
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.299	2.987
External Outflow	0.297	2.967
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.001
Final Stored Volume	0.002	0.022
Continuity Error (%)	-0.017	

Time-Step Critical Elements

Link 3 (99.03%)

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

Highest Flow Instability Indexes

All links are stable.

Routing Time Step Summary

Minimum Time Step : 0.67 sec
Average Time Step : 2.05 sec
Maximum Time Step : 2.64 sec
Percent in Steady State : 0.00
Average Iterations per Step : 2.03
Percent Not Converging : 0.00

Node Depth Summary

Node	Type	Average	Maximum	Maximum	Time of Max	Reported
		Depth	Depth	HGL	Occurrence	Max Depth
		Meters	Meters	Meters	days hr:min	Meters
1	JUNCTION	0.40	0.67	2.33	0 00:00	0.40
2	JUNCTION	0.40	0.58	2.13	0 00:00	0.40
3	JUNCTION	0.31	0.50	1.71	0 00:00	0.31
4	JUNCTION	0.31	0.51	1.63	0 00:00	0.31
5	OUTFALL	0.31	0.43	1.44	0 00:00	0.31

Node Inflow Summary

Node	Type	Maximum	Maximum	Time of Max	Lateral	Total	Flow
		Lateral	Total	Occurrence	Inflow	Inflow	Balance
		Inflow	Inflow		Volume	Volume	Error
		CMS	CMS	days hr:min	10^6 ltr	10^6 ltr	Percent
1	JUNCTION	0.830	0.830	0 00:00	2.99	2.99	0.062
2	JUNCTION	0.000	1.146	0 00:00	0	2.98	0.259
3	JUNCTION	0.000	1.088	0 00:00	0	2.98	0.222
4	JUNCTION	0.000	1.208	0 00:00	0	2.97	0.145
5	OUTFALL	0.000	1.315	0 00:00	0	2.97	0.000

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

Node Surcharge Summary

No nodes were surcharged.

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow CMS	Max Flow CMS	Total Volume 10^6 ltr
5	100.00	0.825	1.315	2.967
System	100.00	0.825	1.315	2.967

Link Flow Summary

Link	Type	Maximum Flow CMS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Veloc m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth
1	CONDUIT	1.146	0 00:00	4.19	0.70	0.69
2	CONDUIT	1.088	0 00:00	3.82	0.66	0.61
3	CONDUIT	1.208	0 00:00	2.98	0.78	0.84
4	CONDUIT	1.315	0 00:00	3.04	0.86	0.75

Flow Classification Summary

Conduit	Adjusted /Actual Length	Fraction of Time in Flow Class							
		Up	Down	Sub	Sup	Up	Down	Norm	Inlet
		Dry	Dry	Dry	Crit	Crit	Crit	Ltd	Ctrl

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.98	0.00
2	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.99	0.00
3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.99	0.00	0.00	0.01	0.00
4	1.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.99	0.00	0.00	0.02	0.00

Conduit Surcharge Summary

No conduits were surcharged.

Analysis begun on: Thu Feb 6 12:54:27 2020

Analysis ended on: Thu Feb 6 12:54:27 2020

Total elapsed time: < 1 sec

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

25 años de periodo de retorno.

EPA STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.1 (Build 5.1.013)

Element Count

Number of rain gages 0
 Number of subcatchments ... 0
 Number of nodes 5
 Number of links 4
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

Node Summary

Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	External Inflow
1	JUNCTION	1.66	1.49	0.0	Yes
2	JUNCTION	1.55	2.33	0.0	
3	JUNCTION	1.21	1.42	0.0	
4	JUNCTION	1.12	1.22	0.0	
5	OUTFALL	1.01	0.60	0.0	

Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length	%Slope	Roughness
1	1	2	CONDUIT	14.9	0.7373	0.0090
2	2	3	CONDUIT	45.4	0.7492	0.0090
3	3	4	CONDUIT	11.8	0.7602	0.0090
4	4	5	CONDUIT	14.8	0.7458	0.0090

Cross Section Summary

Conduit	Shape	Full Depth	Full Area	Hyd. Rad.	Max. Width	No. of Barrels	Full Flow
1	CIRCULAR	0.80	0.50	0.20	0.80	1	1.64
2	CIRCULAR	0.80	0.50	0.20	0.80	1	1.65
3	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	2	0.77
4	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	2	0.77

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

NOTE: The summary statistics displayed in this report are based on results found at every computational time step, not just on results from each reporting time step.

Analysis Options

Flow Units CMS

Process Models:

Rainfall/Runoff NO
RDII NO
Snowmelt NO
Groundwater NO
Flow Routing YES
Ponding Allowed NO
Water Quality NO
Flow Routing Method DYNWAVE
Surcharge Method EXTRAN
Starting Date 12/10/2019 00:00:00
Ending Date 12/10/2019 01:00:00
Antecedent Dry Days 0.0
Report Time Step 00:15:00
Routing Time Step 30.00 sec
Variable Time Step YES
Maximum Trials 8
Number of Threads 1
Head Tolerance 0.001500 m

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10 ⁶ ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.000	0.000
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.428	4.282
External Outflow	0.426	4.258
Flooding Loss	0.000	0.001
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.001
Final Stored Volume	0.003	0.029
Continuity Error (%)	-0.098	

Time-Step Critical Elements

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

Link 3 (98.63%)

Highest Flow Instability Indexes

All links are stable.

Routing Time Step Summary

Minimum Time Step : 1.31 sec
Average Time Step : 1.80 sec
Maximum Time Step : 1.83 sec
Percent in Steady State : 1.64
Average Iterations per Step : 1.96
Percent Not Converging : 0.30

Node Depth Summary

Node	Type	Average Depth Meters	Maximum Depth Meters	Maximum HGL Meters	Time of Max Occurrence days hr:min	Reported Max Depth Meters
1	JUNCTION	0.50	0.51	2.17	0 00:01	0.51
2	JUNCTION	0.49	0.51	2.06	0 00:01	0.50
3	JUNCTION	0.39	0.44	1.65	0 00:01	0.40
4	JUNCTION	0.39	0.50	1.62	0 00:01	0.40
5	OUTFALL	0.39	0.55	1.56	0 00:01	0.40

Node Inflow Summary

Node	Type	Maximum Lateral Inflow CMS	Maximum Total Inflow CMS	Time of Max Occurrence days hr:min	Lateral Inflow Volume 10^6 ltr	Total Inflow Volume 10^6 ltr	Flow Balance Error Percent
1	JUNCTION	1.190	1.190	0 00:01	4.21	4.28	0.037
2	JUNCTION	0.000	1.212	0 00:01	0	4.28	0.244
3	JUNCTION	0.000	1.210	0 00:01	0	4.27	0.191
4	JUNCTION	0.000	1.415	0 00:01	0	4.26	0.087

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

5	OUTFALL	0.000	1.578	0	00:01	0	4.26	0.000
---	---------	-------	-------	---	-------	---	------	-------

Node Surcharge Summary

No nodes were surcharged.

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow CMS	Max Flow CMS	Total Volume 10 ⁶ ltr
5	98.17	1.191	1.578	4.258
System	98.17	1.191	1.578	4.258

Link Flow Summary

Link	Type	Maximum Flow CMS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Veloc m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth
1	CONDUIT	1.212	0 00:01	3.59	0.74	0.64
2	CONDUIT	1.210	0 00:01	4.10	0.73	0.60
3	CONDUIT	1.415	0 00:01	3.00	0.91	0.79
4	CONDUIT	1.578	0 00:01	3.08	1.03	0.88

Flow Classification Summary

Adjusted	Fraction of Time in Flow Class
----------	--------------------------------

Proyecto de obras de urbanización del Paseo Marítimo de Pedregalejo desde los Baños del Carmen hasta el arroyo Jaboneros. Málaga.

Conduit	/Actual Length	Up Dry	Down Dry	Sub Crit	Sup Crit	Up Crit	Down Crit	Norm Ltd	Inlet Ctrl
1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.98	0.00
2	1.00	0.00	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.98	0.00
3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.01	0.00
4	1.00	0.00	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.02	0.00

Conduit Surcharge Summary

Conduit	----- Both Ends	Hours Full Upstream	----- Dnstream	Hours Above Full Normal Flow	Hours Capacity Limited
4	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01

Analysis begun on: Thu Feb 6 13:03:43 2020

Analysis ended on: Thu Feb 6 13:03:44 2020