

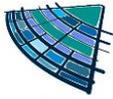
PAROVESA S.L.

*El contenido de este documento ha sido sometido a un proceso de seudonimización de datos en cumplimiento de lo dispuesto en el Reglamento Europeo de Protección de Datos (2016/679)



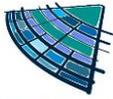
ANEJO 7

RED DE SANEAMIENTO



ÍNDICE

| | |
|---|-----------|
| 1. PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARA EL DISEÑO Y CÁLCULO DE LA RED DE SANEAMIENTO | 1 |
| 1.1.1 DIMENSIONADO | 1 |
| 1.1.2 MATERIALES Y SECCIONES..... | 1 |
| 1.1.3 CONDICIONES DEL TRAZADO | 1 |
| 2. ESTUDIO HIDROLÓGICO | 2 |
| 2.1 INTRODUCCIÓN..... | 2 |
| 2.2 CÁLCULO DE CAUDALES..... | 3 |
| 2.3 INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN | 3 |
| 2.4 PARÁMETROS | 7 |
| 2.5 CÁLCULO DE CAUDALES DE REFERENCIA | 16 |
| 2.5.1 DATOS DE LA ZONA DE PROYECTO | 16 |
| 2.6 CALCULO DE CAUDALES DE LAS CUENCAS..... | 16 |
| 3. CÁLCULO HIDRÁULICO DE COLECTORES..... | 17 |
| 3.1 DESCRIPCIÓN DE LA RED | 18 |
| 3.2 DATOS CONSTRUCTIVOS..... | 19 |
| 4. GEOMETRÍA DEL COLECTOR..... | 19 |
| 4.1 PLANTA DE LA RED | 19 |
| 4.2 ALZADO DE LA RED..... | 20 |
| 5. CÁLCULO MECÁNICO DE COLECTORES | 21 |



1. PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARA EL DISEÑO Y CÁLCULO DE LA RED DE SANEAMIENTO

La red de saneamiento se dimensiona de acuerdo con los criterios de diseño y cálculo comúnmente utilizados, detallándose también el cálculo de la resistencia mecánica de la conducción proyectada.

Se cumplirá lo establecido en el PGOU de Novillas.

El diseño de la red será para conducción por gravedad en red de saneamiento unitaria.

Todas las tapas de arquetas, pozos y demás elementos estarán identificadas convenientemente.

1.1.1 DIMENSIONADO

Se establece el criterio de que la velocidad máxima en los conductos no supere los seis (6) metros por segundo. En todo caso se adoptará una velocidad que sea considerada admisible para el material adoptado para la conducción, velocidad que se producirá en los puntos álgidos de la escorrentía de pluviales, y con un periodo de retorno de diez años.

Gradualmente en un sistema unitario como el proyectado, las velocidades del agua se irán reduciendo hasta cesar por completo la escorrentía del agua de lluvia y se mantendrá únicamente el caudal de aguas residuales, siendo los últimos momentos de estos episodios cuando las velocidades alcancen cifras inferiores a 0,50 m/s. Es en este momento cuando pueden producirse cierto nivel de sedimentaciones que en cualquier caso dependerán del grado de mantenimiento y limpieza de la urbanización y que, si no son excesivos, deberán ser eliminados por las descargas periódicas desde las cámaras de descarga y especialmente con las subsiguientes lluvias torrenciales.

1.1.2 MATERIALES Y SECCIONES

Toda conducción general de saneamiento mantendrá, por motivos de limpieza, un diámetro interior mínimo de 300 mm.

No se admitirán cambios de diámetro en puntos diferentes de los pozos de registro.

Para la construcción de **redes generales** de saneamiento de nueva planta se emplearán los siguientes materiales para secciones circulares, cumpliendo las prescripciones adicionales que se citan:

PVC estructurado: cumplirán con las prescripciones marcadas en la norma UNE-EN 13.476. Se emplearán como mínimo tuberías de la clase 90 de la citada Norma. Se utilizarán tuberías con acoplamiento mediante junta elástica. La tubería tendrá una rigidez circunferencial mínima de 8 kN/m² (SN-8) según UNE-EN ISO 9969. Este material será válido para todos los diámetros comerciales y sin precauciones específicas.

Para la construcción de **acometidas** a la red de saneamiento serán admisibles los siguientes materiales, cumpliendo las prescripciones adicionales que se citan:

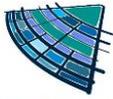
PVC estructurado: cumplirán con las prescripciones marcadas en la norma PrEN 13.476. Se emplearán como mínimo tuberías de 8 kN/m² de rigidez circunferencial específica y con acoplamiento mediante junta elástica. Su color será siempre teja (RAL 8023). Este material será válido para todos los diámetros comerciales y sin precauciones específicas.

En lo que no contradiga a lo anterior, todos los materiales cumplirán también el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Tuberías de Saneamiento de Poblaciones.

Las **rejillas de fundición** que se coloquen en los sumideros de la red de saneamiento deben ser abatibles (es decir, abisagradas), pero no acerrojadas (sin tornillo de cierre). Todas las rejillas se ajustarán a la norma UNE EN 124 y serán, como mínimo, de Clase B125 en aceras, C250 en borde de calzada –máx. 50 cm. desde bordillo-, y D400 en calzada.

1.1.3 CONDICIONES DEL TRAZADO

Los cambios de dirección en los colectores se realizarán mediante quiebros situados en los pozos de registro. El trazado de los tramos de colector, entendiéndose como tales las longitudes existentes entre dos pozos, será perfectamente rectilíneo, para permitir un funcionamiento, mantenimiento y explotación adecuados.



El trazado será lo más regular y lo menos quebrado posible. No se construirán tramos entre pozos de una longitud menor a diez veces el diámetro del colector.

Las incorporaciones de colectores secundarios a otro principal se efectuarán preferiblemente a una cota superior, de forma que ambos flujos no se interfieran. Para ello, la línea de agua (generatriz interior inferior) del colector secundario estará por encima de la máxima cota de cálculo de la lámina de agua del principal, es decir, al menos cuatro quintas partes del diámetro interior del colector principal por encima de la cota de la generatriz interior inferior del mismo. Ello implica que para diámetros de colector principal superiores a 1.000 mm la incorporación se producirá con un salto superior a los 80 cm, por lo que, según lo que se indica para el trazado en alzado, la incorporación debe producirse mediante un pozo de resalto.

No obstante, al implicar la solución anterior una cierta pérdida de cota, en los casos en que se trabaje con pendientes ajustadas será admisible el encuentro de ambos colectores a la misma cota de línea de agua, pero en este caso se diseñará la unión de forma que ambos caudales formen un ángulo máximo de 60°, y además cada uno de los flujos respete las limitaciones impuestas anteriormente a los cambios de dirección.

Para evitar los posibles problemas que acarrearía la lógica falta de precisión en el montaje de la tubería, no se admitirán en ningún caso pendientes inferiores al 1'5 por mil para tuberías montadas sobre apoyos rígidos, ni del 2 por mil para tuberías montadas sobre apoyos granulares, aun cuando el cálculo diera velocidades adecuadas para las mismas. No obstante, se recomienda mantener por regla general pendientes superiores al 5 por mil. Estos mínimos por montaje, en ningún caso sustituyen a los criterios de cálculo de la pendiente por velocidades mínimas de auto limpieza. Dentro de un tramo de colector entre pozos se mantendrá pendiente constante.

En los pequeños diámetros se admiten resaltos situados en los pozos para reducir una pendiente excesiva. Si éstos fueran superiores a 80 cm sería necesaria la construcción de un pozo de resalto. Sin embargo, en grandes diámetros (secciones equivalentes superiores a 1.200 mm de diámetro) no es admisible esta forma de perder cota, siendo necesaria la construcción de rápidos escalonados.

Los cambios de diámetro del colector se ejecutarán sin excepción en pozos de registro.

La pendiente del colector se prolongará al atravesar los pozos de registro, no debiéndose construir su solera horizontalmente, sino con dicha pendiente.

En todo caso, y no por motivos resistentes de la tubería, sino para que sea viable la instalación de cámaras de descarga y acometidas, así como el cruce de otros servicios, se mantendrá una profundidad de enterramiento mínima de 100 cm, medida que se tomará entre la superficie acabada del pavimento y la clave exterior de la tubería.

Lo anterior no implica que no haya casos en los que sea necesario mantener una profundidad de enterramiento superior, por afectar las cargas de tráfico a la integridad estructural de la tubería. Esto dependerá del material de la conducción y de su tipo de instalación.

Se mantendrá también, en cualquier caso, la clave exterior de la conducción de saneamiento por debajo del punto más bajo de cualquier conducción de agua potable de las inmediaciones (en la misma calle o a una distancia en horizontal menor de 20 m).

2. ESTUDIO HIDROLÓGICO

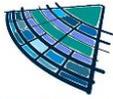
2.1 INTRODUCCIÓN

El presente apartado tiene como finalidad determinar las características hidrológicas, que presenta la zona en la que se desarrolla el Proyecto con el fin de poder calcular caudales de procedencia pluvial y diseñar el drenaje de la misma.

FUENTES DE INFORMACIÓN

La información utilizada para este estudio ha sido la siguiente:

- Datos de lluvia de AEMET (Agencia Estatal de Meteorología).
- Planos de Isolíneas de precipitaciones máximas previsibles en un día publicados por la Dirección General de Carreteras.



- Instrucción de Carreteras, Norma 5.2. IC Drenaje Superficial de 11 de marzo de 2016 (Ministerio de Fomento).

A continuación, se procede a describir el método utilizado para el cálculo de los caudales máximos previsibles en la cuenca que afecta a la urbanización proyectada.

2.2 CÁLCULO DE CAUDALES

Orden FOM298/2016, de 15 de febrero, por la que se aprueba la Norma 5.2-IC sobre drenaje superficial (BOE del 10 marzo de 2016). Drenaje Superficial, de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, se propone el método racional que se ha adoptado para la estimación del caudal aportado.

- El Método Racional: Supone la generación de escorrentía en una determinada cuenca a partir de una intensidad de precipitación uniforme en el tiempo, sobre toda su superficie.
- En cuencas de área inferior a cincuenta kilómetros cuadrados ($A < 50 \text{ km}^2$): Utilización de datos sobre caudales máximos proporcionados por la Administración Hidráulica.

La fórmula propuesta es:

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

Donde:

Q_T (m³/s): Caudal máximo anual correspondiente al período de retorno T , en el punto de desagüe de la cuenca (figura 2.2).

$I(T, t_c)$ (mm/h): Intensidad de precipitación (epígrafe 2.2.2) correspondiente al período de retorno considerado T , para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración t_c , de la cuenca.

C (adimensional): Coeficiente medio de escorrentía (epígrafe 2.2.3) de la cuenca o superficie considerada.

A (km²): Área de la cuenca o superficie considerada (epígrafe 2.2.4).

K_t (adimensional): Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación (ep 2.2.5).

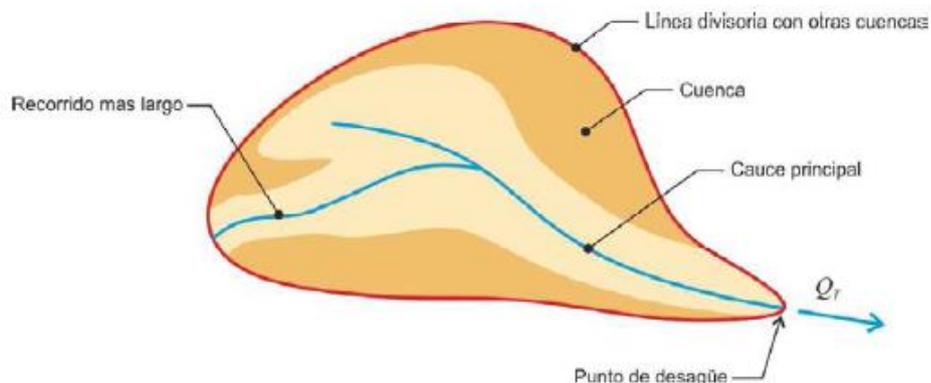
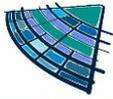


FIGURA 2.2.- ESQUEMA DE CUENCA

2.3 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:



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

Donde:

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

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

F_{int} (adimensional): Factor de intensidad.

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

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

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

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

Intensidad media diaria de precipitación corregida

Para la determinación de la precipitación diaria correspondiente al período de retorno T , P_d se debe adoptar el mayor valor de los obtenidos a partir de:

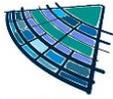
- Datos publicados por la Dirección General de Carreteras.
- Estudio estadístico de las series de precipitaciones diarias máximas anuales, medidas en los pluviómetros existentes en la cuenca, o próximos a ella.

Se debe ajustar a la serie de precipitaciones máximas registrada en cada pluviómetro, la función de distribución extrema más apropiada a los datos de la zona, considerando al menos las funciones Gumbel y SQRT ET-max.

A los efectos de esta norma, para la aplicación del método racional se toma como precipitación diaria P_d , la correspondiente al valor medio en la superficie de la cuenca (media areal), que se obtiene mediante la interpolación espacial de los valores obtenidos en cada uno de los pluviómetros considerados.

Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca

El factor reductor de la precipitación por área de la cuenca K_A , tiene en cuenta la no simultaneidad de la lluvia en toda su superficie. Se obtiene a partir de la siguiente fórmula:



$$\text{Si } A < 1 \text{ km}^2$$

$$K_A = 1$$

$$\text{Si } A \geq 1 \text{ km}^2$$

$$K_A = 1 - \frac{\log_{10} A}{15}$$

Donde:

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

A (km²): Área de la cuenca

Factor de intensidad Fint

El factor de intensidad introduce la torrencialidad de la lluvia en el área de estudio y depende de:

- La duración del aguacero t
- El período de retorno T , si se dispone de curvas intensidad - duración
- Frecuencia (IDF) aceptadas por la Dirección General de Carreteras, en un pluviógrafo situado en el entorno de la zona de estudio que pueda considerarse representativo de su comportamiento.

Se tomará el mayor valor de los obtenidos de entre los que se indican a continuación:

$$F_{int} = \text{máx}(F_a, F_b)$$

Donde:

F_{int} (adimensional): Factor de intensidad

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

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

Obtención de F_a

$$F_a = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{3,5287 - 2,5287 t^{0,1}}$$

Donde:

F_a (adimensional): Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (I_1/I_d). Se representa en la figura 2.3.

I_1/I_d (adimensional): Índice de torrencialidad que expresa la relación entre la intensidad de precipitación horaria y la media diaria corregida. Su valor se determina en función de la zona geográfica, a partir del mapa de la figura 2.4.

t (horas): Duración del aguacero.

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

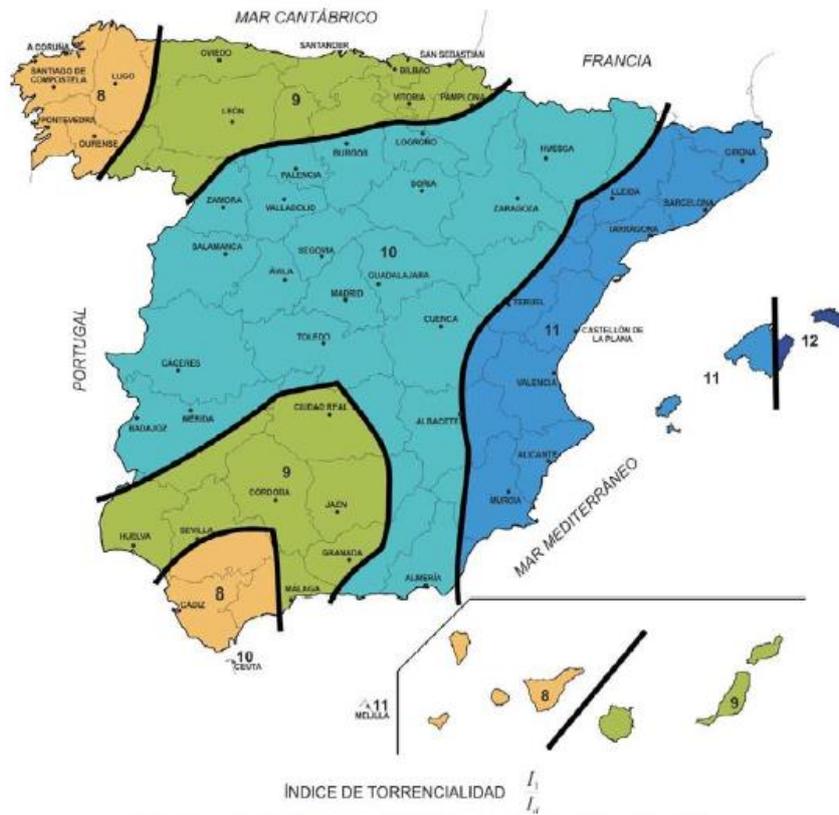
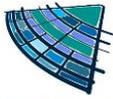


FIGURA 2.4.- MAPA DEL ÍNDICE DE TORRENCIALIDAD (I_1/I_a)

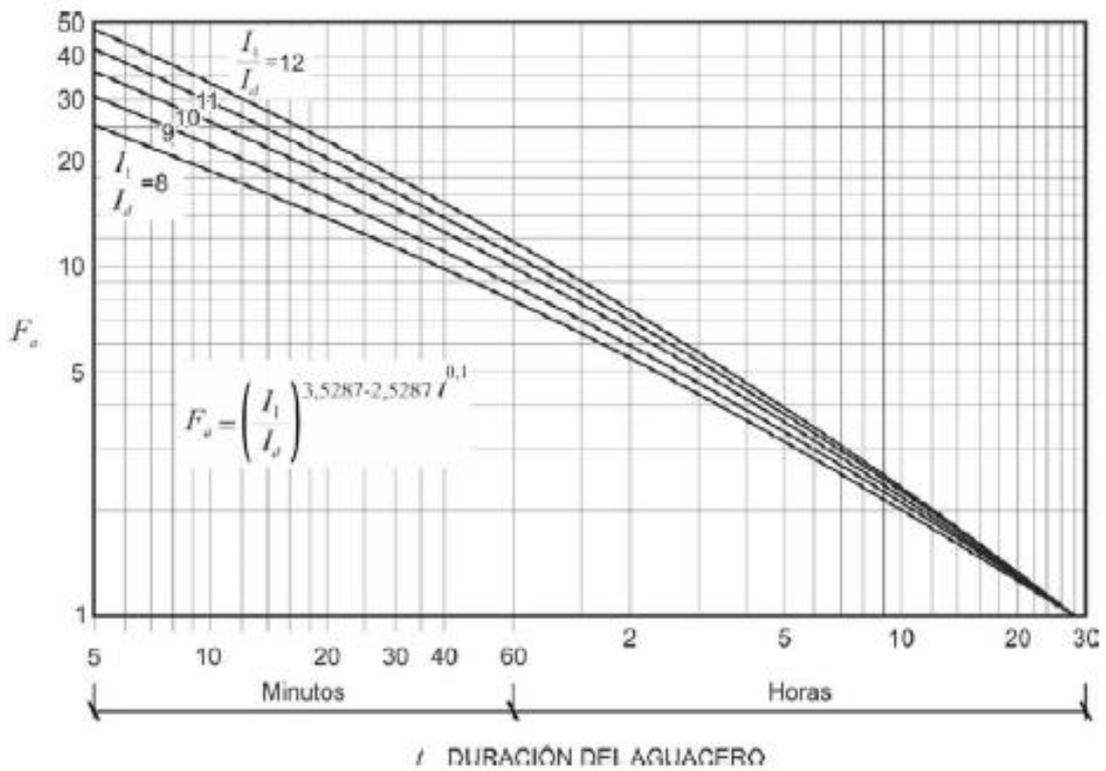
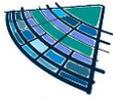


FIGURA 2.3.- FACTOR F_a



Obtención de F_b

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

Donde:

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

$I_{IDF}(T, t_c)$ (mm/h): Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno T y al tiempo de concentración t_c , obtenido a través de las curvas IDF del pluviógrafo (figura 2.5).

$I_{IDF}(T, 24)$ (mm/h): Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno T y a un tiempo de aguacero igual a veinticuatro horas ($t=24$ h), obtenido a través de curvas IDF (figura 2.5).

k_b (adimensional): Factor que tiene en cuenta la relación entre la intensidad máxima anual en un período de veinticuatro horas y la intensidad máxima anual diaria.

En defecto de un cálculo específico se puede tomar $k_b = 1.13$.

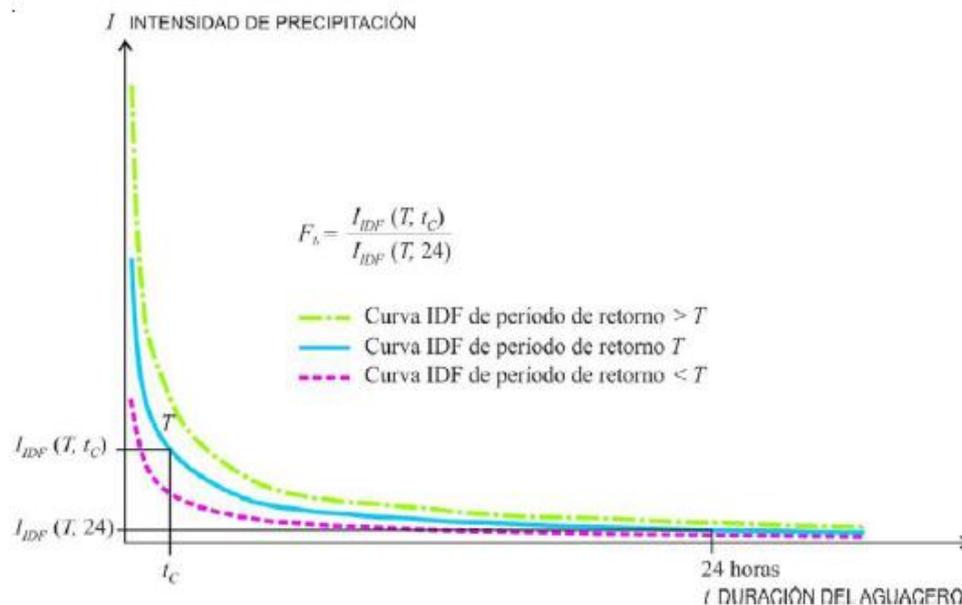
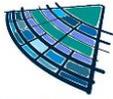


FIGURA 2.5.- OBTENCIÓN DEL FACTOR F_b

2.4 PARÁMETROS

Geometría

En los planos topográficos de la cartografía existente de la zona, se ha dibujado y obtenido la superficie de la cuenca aportadora al cauce. Sobre los mismos planos se han deducido los valores de la longitud, superficie y pendiente del curso principal (L y J) que condicionan el valor del tiempo de concentración de la cuenca.



LONGITUD: 0,379 km

SUPERFICIE: 0,08 Km²

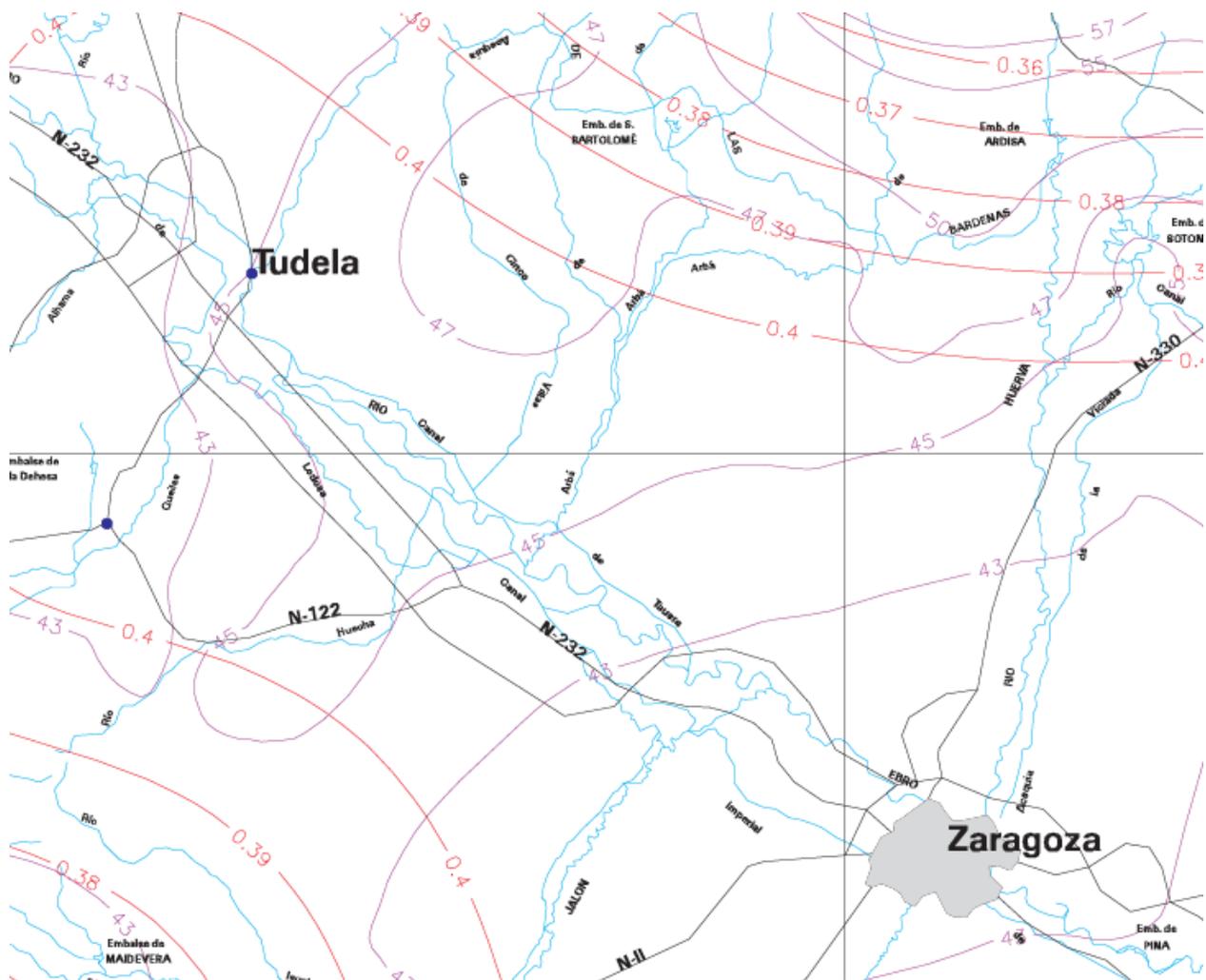
DIFERENCIA DE NIVEL: 1,4 m

PENDIENTE: 0,0037 (m/m)

Precipitaciones máximas diarias

La Instrucción 5.2-IC indica que la precipitación diaria máxima podrá tomarse de la publicación del “Mapa de Isolíneas de precipitaciones máximas previsibles en un día” de la Dirección General de Carreteras. Se ha procedido a realizar un cálculo de las precipitaciones diarias para distintos periodos de retorno (10, 25, 50, 100, 200 y 500 años), estimando las precipitaciones probables para cada periodo de retorno.

MAPA DE ISOLÍNEAS DE MÁXIMAS LLUVIAS DIARIAS

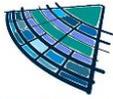


En la tabla adjunta se presentan los distintos valores calculados para la máxima precipitación en 24 horas por el mapa de isolíneas para la zona de las obras. Se han realizado los cálculos para unas coordenadas aproximadas del punto de la nueva urbanización ya que no existen variaciones importantes entre los extremos de la misma que inviten a diferenciar entre varias zonas pluviométricas. Los valores obtenidos son:

Valor medio de la precipitación máxima diaria: $P = 46 \text{ mm}$

Coefficiente de variación: $Cv = 0'40$

Estos valores han sido calculados con los datos de la tabla de máximas lluvias diarias de la España peninsular, y el coeficiente de amplificación obtenido de la tabla que exponemos a continuación.



Aplicando el índice corrector Cv para los seis periodos de retorno considerados obtenemos las máximas lluvias diarias reflejadas en la siguiente tabla:

Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular

13

| C _v | PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T) | | | | | | | |
|----------------|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 2 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 200 | 500 |
| 0.30 | 0.935 | 1.194 | 1.377 | 1.625 | 1.823 | 2.022 | 2.251 | 2.541 |
| 0.31 | 0.932 | 1.198 | 1.385 | 1.640 | 1.854 | 2.068 | 2.296 | 2.602 |
| 0.32 | 0.929 | 1.202 | 1.400 | 1.671 | 1.884 | 2.098 | 2.342 | 2.663 |
| 0.33 | 0.927 | 1.209 | 1.415 | 1.686 | 1.915 | 2.144 | 2.388 | 2.724 |
| 0.34 | 0.924 | 1.213 | 1.423 | 1.717 | 1.930 | 2.174 | 2.434 | 2.785 |
| 0.35 | 0.921 | 1.217 | 1.438 | 1.732 | 1.961 | 2.220 | 2.480 | 2.831 |
| 0.36 | 0.919 | 1.225 | 1.446 | 1.747 | 1.991 | 2.251 | 2.525 | 2.892 |
| 0.37 | 0.917 | 1.232 | 1.461 | 1.778 | 2.022 | 2.281 | 2.571 | 2.953 |
| 0.38 | 0.914 | 1.240 | 1.469 | 1.793 | 2.052 | 2.327 | 2.617 | 3.014 |
| 0.39 | 0.912 | 1.243 | 1.484 | 1.808 | 2.083 | 2.357 | 2.663 | 3.067 |
| 0.40 | 0.909 | 1.247 | 1.492 | 1.839 | 2.113 | 2.403 | 2.708 | 3.128 |

Período de retorno

Se han calculado los caudales de aportación de las cuencas para periodos de retorno de 10, 25, 50, 100, años, si bien el diseño de la obra de drenaje se ha comprobado para el caudal correspondiente al período de retorno de 10 años para las pequeñas cuencas.

| PRECIPITACIONES MAXIMAS CON MAPA DE ISOLINEAS | |
|---|--------------------------------------|
| PERÍODO DE RETORNO | PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA (mm/día) |
| 10 años | 68,63 |
| 25 años | 84,59 |
| 50 años | 97,20 |
| 100 años | 110,54 |

Tiempo de concentración

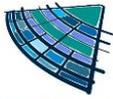
El tiempo de concentración para cuencas de flujos canalizados por cauces definidos se calcula en función de la geometría de cada cuenca según la expresión:

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

Donde:

L_c: es la longitud del cauce principal en kilómetros

J_c: es la pendiente media (m/m)



Dado que el tiempo de concentración depende de la longitud y pendiente del cauce escogido, deben tantearse diferentes cauces o recorridos del agua, incluyendo siempre en los tanteos los de mayor longitud y menor pendiente. El cauce (o recorrido) que debe escogerse es aquél que da lugar a un valor mayor del tiempo de concentración t_c .

En aquellas cuencas principales de pequeño tamaño en las que el tiempo de recorrido en flujo difuso sobre el terreno sea apreciable respecto al tiempo de recorrido total no será de aplicación la fórmula anterior, debiendo aplicarse las indicaciones que se proporcionan a continuación para cuencas secundarias. Se considera que se produce esta circunstancia cuando el tiempo de concentración calculado mediante la fórmula anterior sea inferior a 0.25 horas.

Para cuencas secundarias, el tiempo de concentración se debe determinar dividiendo el recorrido de la escorrentía en tramos de característica homogéneas inferiores a trescientos metros de longitud (300 m) y sumando los tiempos parciales obtenidos, distinguiendo entre:

Flujo canalizado a través de cunetas u otros elementos de drenaje: se puede considerar régimen uniforme y aplicar la ecuación de Manning.

Flujo difuso sobre el terreno:

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

Donde:

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

n_{dif} (adimensional): Coeficiente de flujo difuso (tabla 2.1).

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

J_{dif} (adimensional): Pendiente media

TABLA 2.1.- VALORES DEL COEFICIENTE DE FLUJO DIFUSO n_{dif}

| Cobertura del terreno | | n_{dif} |
|-----------------------------|-----------------------|-----------|
| Pavimentado o revestido | | 0,015 |
| No pavimentado ni revestido | Sin vegetación | 0,050 |
| | Con vegetación escasa | 0,120 |
| | Con vegetación media | 0,320 |
| | Con vegetación densa | 1,000 |

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

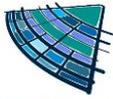


TABLA 2.2.- DETERMINACIÓN DE t_c EN CONDICIONES DE FLUJO DIFUSO

| t_{dif} (minutos) | t_c (minutos) |
|--------------------------|-----------------|
| ≤ 5 | 5 |
| $5 \leq t_{dif} \leq 40$ | t_{dif} |
| ≥ 40 | 40 |

Coefficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía C , define la parte de la precipitación de intensidad I (T , t_c) que genera el caudal de avenida en el punto de desagüe de la cuenca.

El coeficiente de escorrentía C , se obtendrá mediante la siguiente fórmula, representada gráficamente en la figura 2.6

$$\begin{aligned} \text{Si } P_d \cdot K_A > P_0 & \quad C = \frac{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} - 1\right) \left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 23\right)}{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 11\right)^2} \\ \text{Si } P_d \cdot K_A \leq P_0 & \quad C = 0 \end{aligned}$$

Donde:

C (adimensional): Coeficiente de escorrentía

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

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

P_0 (mm): Umbral de escorrentía.

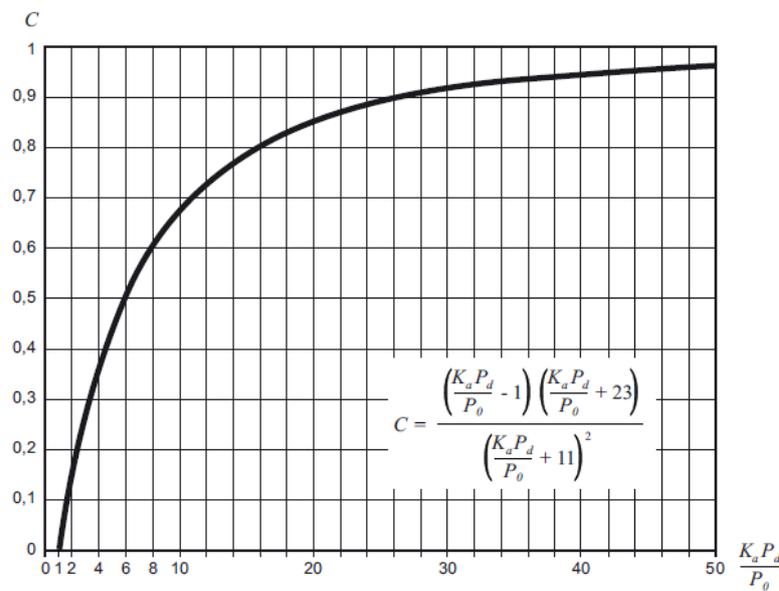
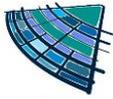


FIGURA 2.6.- DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Umbral de escorrentía

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

$$P_0 = P_0^i \cdot \beta$$

Donde:

P_0 (mm): Umbral de escorrentía

P_0^i (mm): Valor inicial del umbral de escorrentía.

β (adimensional): Coeficiente corrector del umbral de escorrentía.

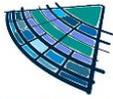
Valor inicial del umbral de escorrentía

El valor inicial del umbral de escorrentía P_0^i , se determinará como se refiere a continuación, a partir de:

Series de datos o mapas publicados por la Dirección General de Carreteras, en los que se obtenga directamente el valor de P_0^i para una determinada localización geográfica. Normalmente, dicho valor en cada punto se obtendrá como promedio en la cuenca vertiente al punto de cálculo de una determinada discretización espacial llevada a cabo sobre el territorio.

Tabla 2.3, en las siguientes circunstancias:

- Cuando la información referida en el párrafo precedente no se encuentre disponible.
- Cuando el tamaño de la cuenca sea similar (o inferior) al tamaño de la discretización espacial efectuada.
- En problemas específicos de escorrentía urbana.
- Para la definición del drenaje de plataforma y márgenes
- Cuando se tenga constancia de cambios de uso del suelo con posterioridad a la elaboración de las series de datos o mapas a que se hace referencia en el párrafo anterior.
- Para la realización de cálculos en que se supongan modificaciones de los usos del suelo, respecto a lo reflejado en las mencionadas series de datos o mapas.
- La determinación de los grupos hidrológicos de suelo presentes en la cuenca se debe realizar a partir del mapa de la figura 2.7. Cuando se disponga de información más detallada, en el proyecto se puede justificar el cambio del grupo hidrológico de suelo en alguna cuenca concreta, según los criterios de la tabla 2.4 y la figura 2.8.



- Cuando se considere oportuno, se pueden diferenciar las proporciones de los distintos tipos y usos del suelo existentes en la cuenca, atribuyendo a cada uno el valor correspondiente de $P0i$ que se indica en la tabla 2.3.

TABLA 2.3.- VALOR INICIAL DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA $P0i$ (mm)

| Código | Uso de suelo | Práctica de cultivo | Pendiente (%) | Grupo de suelo | | | |
|--------|---------------------------|---------------------|---------------|----------------|----|---|---|
| | | | | A | B | C | D |
| 11100 | Tejido urbano continuo | | | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 11200 | Tejido urbano discontinuo | | | 24 | 14 | 8 | 6 |
| 11200 | Urbanizaciones | | | 24 | 14 | 8 | 6 |

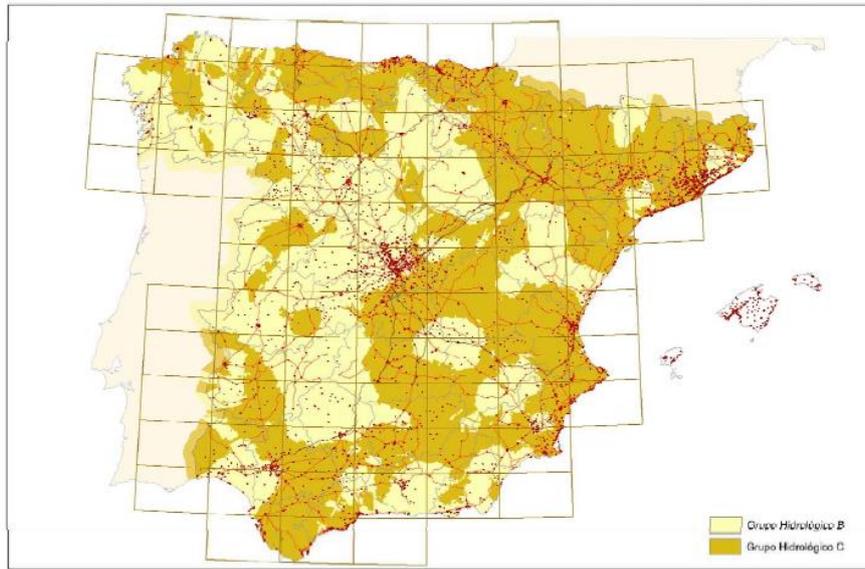


FIGURA 2.7.- MAPA DE GRUPOS HIDROLÓGICOS DE SUELO

Coefficiente corrector del umbral de escorrentía

La formulación del método racional efectuada en los epígrafes precedentes requiere una calibración con datos reales de las cuencas, que se introduce en el método a través de un coeficiente corrector del umbral de escorrentía

TABLA 2.4.- GRUPOS HIDROLÓGICOS DE SUELO A EFECTOS DE LA DETERMINACIÓN DEL VALOR INICIAL DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA

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

Nota: Los terrenos con nivel freático alto se incluirán en el Grupo D.

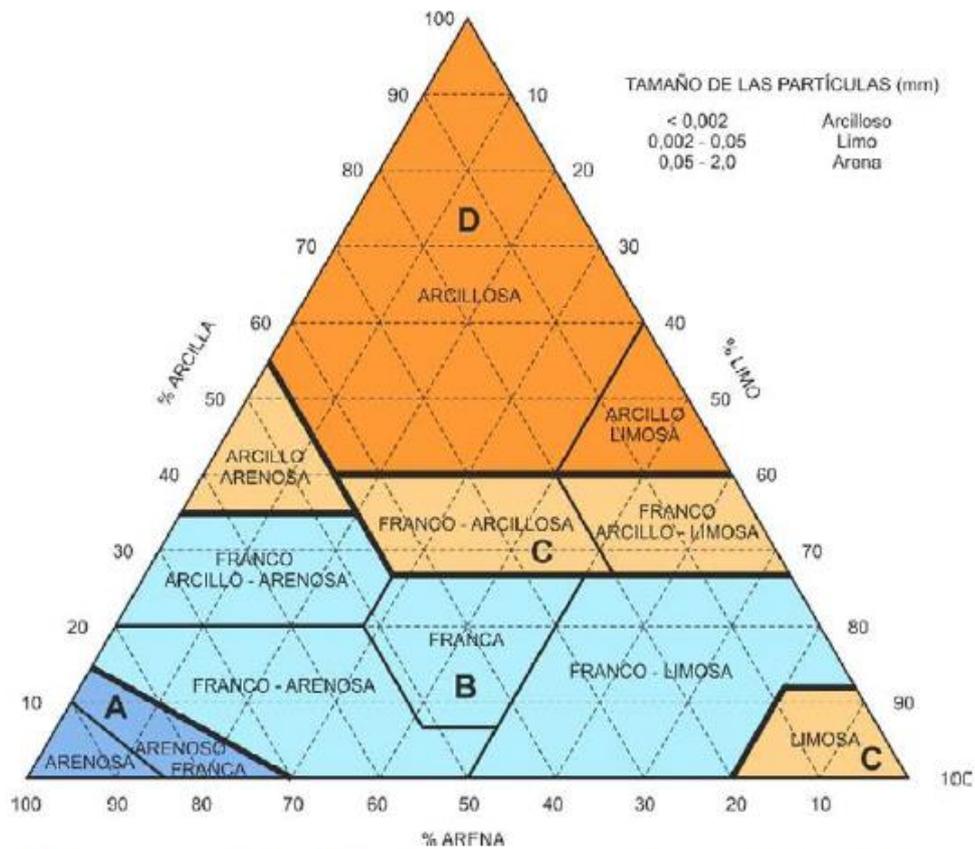
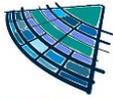


FIGURA 2.8.- DIAGRAMA TRIANGULAR PARA DETERMINACIÓN DE LA TEXTURA EN MATERIALES TIPO SUELO

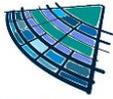
Se pueden distinguir los siguientes casos, en función de los datos disponibles:

- Cuando se disponga de una calibración específica para una cuenca concreta, el valor del coeficiente corrector a aplicar es, directamente, el obtenido en ella.
- Cuando se disponga de datos sobre caudales suficientemente representativos para una cuenca concreta o cuencas próximas similares, se debe efectuar una calibración por comparación entre datos reales y resultados del método racional, de tal forma que los caudales correspondientes a distintos períodos de retorno obtenidos a partir del análisis estadístico de los datos de caudal, coincidan sensiblemente con los obtenidos mediante la aplicación del método.
- Cuando no se disponga de información suficiente en la propia cuenca de cálculo o en cuencas próximas similares, para llevar a cabo la calibración, se puede tomar el valor del coeficiente corrector a partir de los datos de la tabla 2.5, correspondientes a las regiones de la figura 2.9.

En el resto de las cuencas se debe proceder como sigue, atendiendo al tipo de obra de que en cada caso se trate:

- Drenaje transversal de vías de servicio, ramales, caminos, accesos a instalaciones y edificaciones auxiliares de la carretera y otros elementos anejos (siempre que el funcionamiento hidráulico de estas obras no afecte a la carretera principal) y drenaje de plataforma y márgenes: Se debe aplicar el producto del valor medio de la región del coeficiente corrector del umbral de escorrentía por un factor dependiente del período de retorno T, considerado para el caudal de proyecto en el elemento de que en cada caso se trate:

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



En el proyecto se puede justificar la conveniencia de adoptar, en algún caso concreto, un intervalo de confianza superior al definido con carácter general en los párrafos precedentes.



FIGURA 2.9.- REGIONES CONSIDERADAS PARA LA CARACTERIZACIÓN DEL COEFICIENTE CORRECTOR DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA

TABLA 2.5.- COEFICIENTE CORRECTOR DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA:
VALORES CORRESPONDIENTES A CALIBRACIONES REGIONALES

| Región | Valor medio, β_m | Desviación respecto al valor medio para el intervalo de confianza del | | | Periodo de retorno T (años), F_T | | | | |
|--------|------------------------|---|----------------------|----------------------|--------------------------------------|------|------|------|------|
| | | 50% Δ_{50} | 67% Δ_{67} | 90% Δ_{90} | 2 | 5 | 25 | 100 | 500 |
| 11 | 0,90 | 0,20 | 0,30 | 0,50 | 0,80 | 0,90 | 1,13 | 1,34 | 1,59 |
| 12 | 0,95 | 0,20 | 0,25 | 0,45 | 0,75 | 0,90 | 1,14 | 1,33 | 1,56 |
| 13 | 0,60 | 0,15 | 0,25 | 0,40 | 0,74 | 0,90 | 1,15 | 1,34 | 1,55 |
| 21 | 1,20 | 0,20 | 0,35 | 0,55 | 0,74 | 0,88 | 1,18 | 1,47 | 1,90 |
| 22 | 1,50 | 0,15 | 0,20 | 0,35 | 0,74 | 0,90 | 1,12 | 1,27 | 1,37 |
| 23 | 0,70 | 0,20 | 0,35 | 0,55 | 0,77 | 0,89 | 1,15 | 1,44 | 1,82 |
| 24 | 1,10 | 0,15 | 0,20 | 0,35 | 0,76 | 0,90 | 1,14 | 1,36 | 1,63 |
| 25 | 0,60 | 0,15 | 0,20 | 0,35 | 0,82 | 0,92 | 1,12 | 1,29 | 1,48 |
| 31 | 0,90 | 0,20 | 0,30 | 0,50 | 0,87 | 0,93 | 1,10 | 1,26 | 1,45 |
| 32 | 1,00 | 0,20 | 0,30 | 0,50 | 0,82 | 0,91 | 1,12 | 1,31 | 1,54 |
| 33 | 2,15 | 0,25 | 0,40 | 0,65 | 0,70 | 0,88 | 1,15 | 1,38 | 1,62 |
| 41 | 1,20 | 0,20 | 0,25 | 0,45 | 0,91 | 0,96 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 42 | 2,25 | 0,20 | 0,35 | 0,55 | 0,67 | 0,86 | 1,18 | 1,46 | 1,78 |
| 511 | 2,15 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,81 | 0,91 | 1,12 | 1,30 | 1,50 |
| 512 | 0,70 | 0,20 | 0,30 | 0,50 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 52 | 0,95 | 0,20 | 0,25 | 0,45 | 0,89 | 0,94 | 1,09 | 1,22 | 1,36 |
| 53 | 2,10 | 0,25 | 0,35 | 0,60 | 0,68 | 0,87 | 1,16 | 1,38 | 1,56 |
| 61 | 2,00 | 0,25 | 0,35 | 0,60 | 0,77 | 0,91 | 1,10 | 1,18 | 1,17 |
| 71 | 1,20 | 0,15 | 0,20 | 0,35 | 0,82 | 0,94 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 72 | 2,10 | 0,30 | 0,45 | 0,70 | 0,67 | 0,86 | 1,00 | - | - |
| 81 | 1,30 | 0,25 | 0,35 | 0,60 | 0,76 | 0,90 | 1,14 | 1,34 | 1,58 |
| 821 | 1,30 | 0,35 | 0,50 | 0,85 | 0,82 | 0,91 | 1,07 | - | - |
| 822 | 2,40 | 0,25 | 0,35 | 0,60 | 0,70 | 0,86 | 1,16 | - | - |
| 83 | 2,30 | 0,15 | 0,25 | 0,40 | 0,63 | 0,85 | 1,21 | 1,51 | 1,85 |
| 91 | 0,85 | 0,15 | 0,25 | 0,40 | 0,72 | 0,88 | 1,19 | 1,52 | 1,95 |
| 92 | 1,45 | 0,30 | 0,40 | 0,70 | 0,82 | 0,94 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 93 | 1,70 | 0,20 | 0,25 | 0,45 | 0,77 | 0,92 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

**Coefficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación**

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

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

Donde:

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

t_c (horas): Tiempo de concentración de la cuenca

2.5 CÁLCULO DE CAUDALES DE REFERENCIA**2.5.1 DATOS DE LA ZONA DE PROYECTO**

Región = 93

Coef. Corrector de umbral de escorrentía = 1,70

P_{0i} (mm) Valor inicial del umbral de escorrentía = 1

Umbral de escorrentía P_0 = 1,70

P_d = 68,63 mm

K_A = 1

Coef. de escorrentía C = 0,945

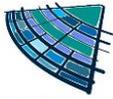
l_1/l_d = 10

2.6 CALCULO DE CAUDALES DE LAS CUENCAS

| GEOMETRÍA DE LAS CUENCAS | | | |
|--------------------------|-----------------|--------------|-----------|
| CUENCAS | SUPERFICIE (Ha) | LONGITUD (m) | PENDIENTE |
| 1 | 8,00 | 379,00 | 0,0037 |

| PARÁMETROS DE LAS CUENCAS | | | | | | | |
|---------------------------|----------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| CUENCAS | P_{0i} | Beta | P_0 | P_d | K_A | l_d | C |
| 1 | 1 | 1,70 | 1,70 | 68,63 | 1,000 | 2,86 | 0,945 |

| TIEMPO DE CONCENTRACIÓN DE LAS CUENCAS | | | | | |
|--|-----------|-----------|-----------|-----------------|-----------|
| CUENCAS | L_{dif} | n_{dif} | J_{dif} | t_{dif} (min) | l_1/l_d |
| 1 | 379 | 0,015 | 0,0037 | 19,60 | 10 |



| INTENSIDAD DE LAS CUENCAS | | | | |
|---------------------------|-----------|-------|-------|--------|
| CUENCAS | t (horas) | Fa | Kt | I(T,t) |
| 1 | 0,327 | 18,51 | 1,017 | 52,94 |

| CÁLCULO DE CAUDALES DE LAS CUENCAS | | | | | |
|------------------------------------|--------|-------|-------|-------|----------------------|
| CUENCAS | I(T,t) | C | A(Ha) | Kt | Q(m ³ /s) |
| 1 | 52,94 | 0,945 | 8 | 1,017 | 1,131 |

3. CÁLCULO HIDRAÚLICO DE COLECTORES

La red de saneamiento esta compuesta por tres colectores, que se numeran del 01 al 03, correspondientes con los colectores de las calles Ricardo Lostao, Huertos y Diputación, respectivamente.

A los efectos del dimensionamiento de los colectores, se toman los siguientes caudales:

- Colector 01: el 10% del correspondientes a las aguas pluviales, de valor 0,1131 m³/s, y la 27/38 parte del correspondiente al caudal de cálculo de la red de abastecimiento por circular por el colector las aguas residuales de 27 de las 38 acometidas, de valor 0,013 m³/s. Total 0,1261 m³/s.
- Colector 02: Se desprecia el correspondientes a las aguas pluviales, considerándose la 5/38 parte del correspondiente al caudal de cálculo de la red de abastecimiento por circular por el colector las aguas residuales de 5 de las 38 acometidas, de valor 0,00243 m³/s.
- Colector 03: el 30% del correspondientes a las aguas pluviales, de valor 0,339 m³/s, y la totalidad del correspondiente al caudal de cálculo de la red de abastecimiento por circular por el colector las aguas residuales de todas las acometidas, de valor 0,0185 m³/s. Total 0,357 m³/s.

Para el cálculo de la red se emplean las siguientes formulas generales de circulación por gravedad:

$$Q_{II} = \frac{\sqrt{S} \times R_h^{\frac{2}{3}} \times A}{n}$$

$$V_{II} = \frac{\sqrt{S} \times R_h^{\frac{2}{3}}}{n}$$

Donde:

Q_{II} = Caudal a conducto lleno (m³/s)

V_{II} = Velocidad a conducto lleno (m/s)

n = coeficiente de Manning (Adimensional)

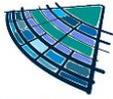
S = Pendiente hidráulica (En tanto por uno)

R_h = Radio hidráulico (m)

A = Área de la sección recta m²

Para secciones circulares como las empleadas en el presente proyecto, se cumple que:

$$R_h = 0,25 \times D$$



$$A = 0,7854 \times D^2$$

Donde:

D = Altura del conducto (m)

Se han empleado en el cálculo de la red las relaciones entre sección llena y sección parcialmente llena dadas por las tablas de Thormann y Franke.

De la aplicación de las expresiones anteriores a la red de saneamiento diseñada, se obtienen los parámetros indicados en la tabla siguiente, que permiten verificar la adecuación de los diámetros y pendientes de colector proyectados en relación con la velocidad en el interior del tubo y el calado.

| Colector | Longitud (m) | Pte. (m/m) | Material | n | Dn (mm) | Dint(mm) | QII (l/s) | Q (l/s) | Q/QII | V/VII | Y/D | VII (m/s) | V (m/s) | Y (mm) |
|----------|--------------|------------|----------|-------|---------|----------|-----------|---------|-------|-------|-------|-----------|---------|--------|
| 1 | 58,98 | 0,0050 | PVC | 0,009 | 400 | 364 | 165,41 | 126,10 | 0,762 | 1,070 | 0,667 | 1,59 | 1,70 | 243 |
| | 56,20 | 0,0050 | PVC | 0,009 | 400 | 364 | 165,41 | 126,10 | 0,762 | 1,070 | 0,667 | 1,59 | 1,70 | 243 |
| | 34,31 | 0,0050 | PVC | 0,009 | 400 | 364 | 165,41 | 126,10 | 0,762 | 1,070 | 0,667 | 1,59 | 1,70 | 243 |
| | 21,90 | 0,0050 | PVC | 0,009 | 400 | 364 | 165,41 | 126,10 | 0,762 | 1,070 | 0,667 | 1,59 | 1,70 | 243 |
| 2 | 20,33 | 0,0050 | PVC | 0,009 | 315 | 285 | 86,14 | 2,43 | 0,028 | 0,840 | 0,112 | 1,35 | 1,13 | 32 |
| | 22,53 | 0,0050 | PVC | 0,009 | 315 | 285 | 86,14 | 2,43 | 0,028 | 0,450 | 0,500 | 1,35 | 0,61 | 143 |
| | 26,13 | 0,0050 | PVC | 0,009 | 315 | 285 | 86,14 | 2,43 | 0,028 | 0,450 | 0,500 | 1,35 | 0,61 | 143 |
| 3 | 26,69 | 0,0121 | PVC | 0,009 | 500 | 452 | 458,39 | 357,00 | 0,779 | 1,070 | 0,682 | 2,86 | 3,06 | 308 |
| | 32,35 | 0,0121 | PVC | 0,009 | 500 | 452 | 458,39 | 357,00 | 0,779 | 1,070 | 0,682 | 2,86 | 3,06 | 308 |
| | 31,04 | 0,0121 | PVC | 0,009 | 500 | 452 | 458,39 | 357,00 | 0,779 | 1,070 | 0,682 | 2,86 | 3,06 | 308 |
| | 34,04 | 0,0121 | PVC | 0,009 | 500 | 452 | 458,39 | 357,00 | 0,779 | 1,070 | 0,682 | 2,86 | 3,06 | 308 |

3.1 DESCRIPCIÓN DE LA RED

Se ha proyectado 3 colectores unitarios con pendientes entre el 0,5% y el 1,21%, totalmente condicionado por los puntos de conexión y los entronques con otros colectores, recogiendo las aguas que provienen del colector del segundo tramo de la calle Ricardo Lostao (a partir de la calle Nueva) y de la calle Francisco Quevedo, y evacuando a la red municipal existente, en concreto al pozo de registro que se ubica en la calle Diputación, a la altura de su intersección con la calle Virgen del Rosario.

En la calle Ricardo Lostao, se proyecta un colector de PVC Ø400, que tiene capacidad suficiente para evacuar todo el caudal que le llega desde el segundo tramo de la calle Ricardo Lostao y de la calle Huertos.

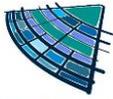
En la calle Huertos, se proyecta un colector de PVC Ø315, que tiene capacidad suficiente para evacuar todo el caudal que le llega desde la calle Francisco Quevedo.

En la calle Diputación, se proyecta un colector de PVC Ø500, que tiene capacidad suficiente para evacuar todo el caudal que le llega de los colectores anteriores.

Estas secciones se corresponden con las previstas en el PGOM de Novillas para las calles objeto del presente proyecto

En el cálculo hidrológico estamos del lado de la seguridad, debido a que se considera toda la superficie de cuenca pavimentada, cuando existe un porcentaje elevado de superficie de suelo con un coeficiente de escorrentía mucho menor (en patios y jardines), por ello, en el cálculo de los colectores se ha considerado solamente el 10% y el 30% de los caudales del agua de escorrentía, como se expuso en el apartado anterior.

Se proyecta tubería de saneamiento PVC estructurado de clase 90 corrugado teja SN8 (Norma UNE-EN 13476), utilizada en sistemas de canalización en materiales plásticos para evacuación y saneamiento enterrado sin presión, redes de alcantarillado urbano, colectores de aguas residuales y pluviales, colectores



interceptores, emisarios, drenajes, etc. En general conducciones para el transporte de agua y otros líquidos por gravedad (tuberías industriales, sustitución de acequias de regadío, etc), color teja, interior liso y exterior corrugado.

Unión por copa con junta elástica Rigidez igual a 8 Kn/M2 (SN8).

Las velocidades son admisibles, puesto que $0,5 \text{ m/s} < v < 6 \text{ m/s}$

3.2 DATOS CONSTRUCTIVOS

- Se considera la explanada finalizada como inicio de excavación de las zanjas de los colectores y una vez construidos se termina el firme de calzada con los 40 cm de las capas de firmes.
- Todos los colectores tienen capacidad para evacuar el caudal máximo de abastecimiento más el caudal de pluviales.
- Los detalles constructivos se encuentran recogidos en los Planos de Saneamiento.

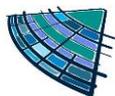
4. GEOMETRÍA DEL COLECTOR

4.1 PLANTA DE LA RED

| COLECTOR 01 - Ø 400 mm (CALLE RICARDO LOSTAO) | | | | | | | |
|---|-------|--------------|------------------|--------------|------------|----------------------------|----------------------------|
| Nº | Tipo | Longitud (m) | Orientación | P.K. Inicial | P.K. Final | Punto inicial | Punto final |
| 1 | Recta | 58,98 | N52° 45' 18,28"E | 0+00,00m | 0+58,98m | (633115.128m,4643558.610m) | (633162.076m,633162.076m) |
| 2 | Recta | 56,20 | N52° 45' 18,28"E | 0+58,98m | 0+115,18m | (633162.076m,633162.076m) | (633206.817m,4643628.319m) |
| 3 | Recta | 34,31 | N52° 45' 18,28"E | 0+115,18m | 0+149,49m | (633206.817m,4643628.319m) | (633234.127m,4643649.082m) |
| 4 | Recta | 21,90 | N52° 45' 18,28"E | 0+149,49m | 0+171,38m | (633234.127m,4643649.082m) | (633251.557m,4643662.334m) |

| COLECTOR 02 - Ø 315 mm (CALLE HUERTOS) | | | | | | | |
|--|-------|--------------|------------------|--------------|------------|----------------------------|----------------------------|
| Nº | Tipo | Longitud (m) | Orientación | P.K. Inicial | P.K. Final | Punto inicial | Punto final |
| 1 | Recta | 26,13 | N34° 45' 27,63"W | 0+00,00m | 0+26,13m | 633162.076m,4643594.303m) | (633147.181m,4643615.768m) |
| 2 | Recta | 22,53 | N29° 16' 12,20"W | 0+26,13m | 0+48,66m | (633147.181m,4643615.768m) | (633136.164m,4643635.424m) |
| 3 | Recta | 20,33 | N35° 25' 46,44"W | 0+48,66m | 0+68,99m | (633136.164m,4643635.424m) | (633124.378m,4643651.990m) |

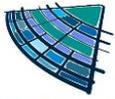
| COLECTOR 03 - Ø 500 mm (CALLE DIPUTACIÓN) | | | | | | | |
|---|-------|--------------|------------------|--------------|------------|----------------------------|----------------------------|
| Nº | Tipo | Longitud (m) | Orientación | P.K. Inicial | P.K. Final | Punto inicial | Punto final |
| 1 | Recta | 26,69 | S36° 39' 09,96"E | 0+00,00m | 0+26,69m | (633251.557m,4643662.334m) | (633267.487m,4643640.925m) |
| 2 | Recta | 32,35 | S36° 39' 09,96"E | 0+26,69m | 0+59,04m | (633267.487m,4643640.925m) | (633286.801m,4643614.969m) |
| 3 | Recta | 31,04 | S30° 06' 12,72"E | 0+59,04m | 0+90,08m | (633286.801m,4643614.969m) | (633302.372m,4643588.111m) |
| 4 | Recta | 31,04 | S30° 06' 12,72"E | 0+90,08m | 0+121,13m | (633302.372m,4643588.111m) | (633317.943m,4643561.254m) |

**4.2 ALZADO DE LA RED**

| COLECTOR 01 - Ø 400 mm (CALLE RICARDO LOSTAO) | | | | | | |
|--|-------------|----------------------|---------------------|--------------------|-------------|----------|
| Tipo | P.K. | Cota colector | Cota rasante | Profundidad | p(%) | L |
| POZO CONEX. C/ NUEVA | | 237,640 | | | -0,500 | 2,692 |
| PR-1 | 0+00,00 | 237,630 | 239,410 | -1,780 | -0,500 | |
| | 0+20,00 | 237,530 | 239,350 | -1,820 | -0,500 | |
| | 0+40,00 | 237,430 | 239,290 | -1,860 | -0,500 | |
| PR-2 | 0+58,98 | 237,332 | 239,239 | -1,909 | -0,500 | |
| | 0+60,00 | 237,330 | 239,240 | -1,910 | -0,500 | |
| | 0+80,00 | 237,230 | 239,180 | -1,950 | -0,500 | |
| PR-3 | 0+100,00 | 237,130 | 239,120 | -1,990 | -0,500 | |
| | 0+115,18 | 237,051 | 239,075 | -2,024 | -0,500 | |
| | 0+120,00 | 237,030 | 239,060 | -2,030 | -0,500 | |
| PR-4 | 0+140,00 | 236,930 | 238,990 | -2,060 | -0,500 | |
| | 0+149,49 | 236,879 | 238,824 | -1,945 | -0,500 | |
| | 0+160,00 | 236,830 | 238,510 | -1,680 | -0,500 | |
| PR-5 | 0+171,38 | 236,770 | 238,140 | -1,370 | -0,500 | |

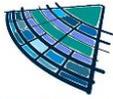
| COLECTOR 02 - Ø 315 mm (CALLE HUERTOS) | | | | | | |
|---|-------------|----------------------|---------------------|--------------------|-------------|----------|
| Tipo | P.K. | Cota colector | Cota rasante | Profundidad | p(%) | L |
| PR-2 | 0+00,00 | 237,332 | 239,239 | -1,909 | 0,500 | |
| | 0+20,00 | 237,430 | 239,290 | -1,860 | 0,500 | |
| PR-6 | 0+26,13 | 237,462 | 239,300 | -1,838 | 0,500 | |
| | 0+40,00 | 237,530 | 239,330 | -1,800 | 0,500 | |
| PR-7 y CONEX. C/ QUEVEDO | 0+48,66 | 237,575 | 239,367 | -1,792 | 0,500 | 6,432 |
| | 0+60,00 | 237,630 | 239,470 | -1,840 | 0,500 | |
| PR-8 | 0+68,99 | 237,676 | 239,575 | -1,899 | 0,500 | |

| COLECTOR 03 - Ø 500 mm (CALLE DIPUTACIÓN) | | | | | | |
|--|-------------|----------------------|---------------------|--------------------|-------------|----------|
| Tipo | P.K. | Cota colector | Cota rasante | Profundidad | p(%) | L |
| PR-5 | 0+00,00 | 236,770 | 238,140 | -1,370 | -1,210 | |
| | 0+20,00 | 236,530 | 238,390 | -1,860 | -1,210 | |
| PR-11 | 0+26,69 | 236,446 | 238,436 | -1,990 | -1,210 | |
| | 0+40,00 | 236,280 | 238,530 | -2,240 | -1,210 | |
| PR-10 | 0+59,04 | 236,087 | 238,649 | -2,562 | -1,210 | |
| | 0+60,00 | 236,040 | 238,650 | -2,610 | -1,210 | |
| | 0+80,00 | 235,800 | 238,540 | -2,740 | -1,210 | |
| PR-9 | 0+90,08 | 235,677 | 238,423 | -2,746 | -1,210 | |
| | 0+100,00 | 235,560 | 238,310 | -2,750 | -1,210 | |
| | 0+120,00 | 235,310 | 238,070 | -2,750 | -1,210 | |
| POZO CONEX. C/ DIPUTACIÓN | 0+121,13 | 235,301 | 238,051 | -2,750 | -1,210 | |



5. CÁLCULO MECÁNICO DE COLECTORES

Para la comprobación mecánica de los colectores se ha empleado el software ASETUB PVC versión 2.1, mostrándose a continuación el informe correspondiente al colector 03 por ser el más desfavorable a los efectos del cálculo mecánico, ello al encontrarse en alguno de sus puntos más próximo a la rasante. Se comprueba que la instalación proyectada es válida.



Programa ASETUB PVC

Versión 2.1

Informe de resultados de cálculo mecánico

Página 1 de 3

Datos sobre el informe

Informe número: 01
Fecha: 13/09/2021
A la atención de D./Dña. :
Empresa/entidad : PAROVESA
Dirección :
Ciudad :
Teléfono/Fax :
Correo electrónico:
Referencia de la obra :

RESULTADO DEL CÁLCULO MECÁNICO: INSTALACIÓN VÁLIDA
(Si se aplican en la instalación los parámetros especificados en el cálculo)
Coeficiente de seguridad empleado en el cálculo: B (> 2.5)

1. Características del tubo y la instalación.

TIPO DE CONDUCCIÓN: SANEAMIENTO SIN PRESIÓN (Tubos según norma UNE-EN 1.456)
Instalación en: ZANJA

Material del tubo: PVC-U
Presión nominal: bar (entre paréntesis, PN no habitual)
Diámetro nominal: Dn = 500 mm
Espesor: e=9.8 mm
Diámetro interior: di= 480.4 mm
Radio medio: Rm= 245.1 mm
Módulo de elasticidad: Et(lp)=1750 N/mm² , Et(cp)=3600 N/mm²
Peso específico: P.esp.=14 kN/m³
Esfuerzo tang. máximo: Sigma-t(lp)= 50 N/mm² , Sigma-t(cp)=90 N/mm²
Nota: Las propiedades del material se han obtenido del informe UNE 53.331 IN

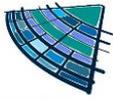
Presión agua interior: Pi = bar
Presión agua exterior: Pe= 0 bar

Altura de la zanja: H1=1.37 m
Anchura de la zanja: B1=1.28 m
Ángulo de inclinación de la zanja: Beta=78.69°

Apoyo sobre material granular compactado (Tipo A)
Ángulo de apoyo: 2alfa=60°
Tipo de relleno: No cohesivo
Tipo de suelo: No cohesivo

Relleno de la zanja compactado por capas en toda la altura
Peso específico de la tierra de relleno: Y1=20 kN/m³
Módulos de compresión del relleno: E1=2.5 N/mm² E2= 2.5 N/mm²
Módulos de compresión del terreno: E3=1.2 N/mm² E4= 1.2 N/mm²

Sobrecargas concentradas debidas a tráfico: PESADO (>39t)
Número de ejes de los vehículos: 3
Distancia entre ruedas: a=2 m
Distancia entre ejes: b=1.5 m
Sobrecarga concentrada: Pc=100 kN
Sobrecarga repartida: Pd= kN
Altura 1ª capa de pavimentación: h1=0.2 m
Altura 2ª capa de pavimentación: h2=0.2 m
Módulos de compresión de las capas: Ef1=30000 N/mm² Ef2= 500 N/mm²



Programa ASETUB PVC

Versión 2.1

Informe de resultados de cálculo mecánico

Página 2 de 3

2. Determinación de las acciones sobre el tubo

2.1. Presión vertical de las tierras.

Debida a las tierras: $q_v=18,44381 \text{ kN/m}^2$
Debida a sobrecargas concentradas: $P_{vc}=8,85914 \text{ kN/m}^2$
Debida a sobrecargas repartidas: $P_{vr}=0 \text{ kN/m}^2$
Presión vertical total sobre el tubo: $q_{vt}=25,10294 \text{ kN/m}^2$

2.2. Presión lateral de las tierras

Reacción máxima lateral del suelo
a la altura del centro del tubo: $q_{ht}=13,50733 \text{ kN/m}^2$

2.3. Deformación Relativa: $dv=3,10054 \%$ --ADMISIBLE: cumple $\leq 5\%$

2.4. Momentos flectores circunferenciales.

2.4.1. Debidos a la presión vertical total sobre el tubo (M_{qvt})

En Clave: $M_{qvt}(\text{Clave})=0,4313 \text{ kN m/m}$
En Riñones: $M_{qvt}(\text{riñones})=-0,44185 \text{ kN m/m}$
En Base: $M_{qvt}(\text{Base})=0,56853 \text{ kN m/m}$

2.4.2. Debidos a la presión lateral del relleno sobre el tubo (M_{qh})

En Clave: $M_{qh}(\text{Clave})=-0,12911 \text{ kN m/m}$
En Riñones: $M_{qh}(\text{Riñones})=0,12911 \text{ kN m/m}$
En Base: $M_{qh}(\text{Base})=-0,12911 \text{ kN m/m}$

2.4.3. Debidos a la reacción máxima lateral del suelo a la altura del centro del tubo (M_{qht})

En Clave: $M_{qht}(\text{Clave})=-0,14687 \text{ kN m/m}$
En Riñones: $M_{qht}(\text{Riñones})=0,16878 \text{ kN m/m}$
En Base: $M_{qht}(\text{Base})=-0,14687 \text{ kN m/m}$

2.4.4. Debidos al propio peso del tubo (M_t)

En Clave: $M_t(\text{Clave})=0,00378 \text{ kN m/m}$
En Riñones: $M_t(\text{Riñones})=-0,00436 \text{ kN m/m}$
En Base: $M_t(\text{Base})=0,00692 \text{ kN m/m}$

2.4.5. Debidos al peso del agua (M_a)

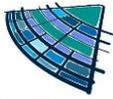
En Clave: $M_a(\text{Clave})=0,03372 \text{ kN m/m}$
En Riñones: $M_a(\text{Riñones})=-0,03887 \text{ kN m/m}$
En Base: $M_a(\text{Base})=0,06184 \text{ kN m/m}$

2.4.6. Debidos a la presión del agua (M_{pa})

En Clave: $M_{pa}(\text{Clave})=0 \text{ kN m/m}$
En Riñones: $M_{pa}(\text{Riñones})=0 \text{ kN m/m}$
En Base: $M_{pa}(\text{Base})=0 \text{ kN m/m}$

2.4.7. Momento flector total (M)

En Clave: $M(\text{Clave})=0,19282 \text{ kN m/m}$
En Riñones: $M(\text{Riñones})=-0,1872 \text{ kN m/m}$
En Base: $M(\text{Base})=0,36131 \text{ kN m/m}$



Programa ASETUB PVC

Versión 2.1

Informe de resultados de cálculo mecánico

Página 3 de 3

2.5. Fuerzas axiales.

2.5.1. Debidas a la presión vertical total sobre el tubo (Nqvt)

En Clave: Nqvt (Clave)=0,49222 kN m/m
En Riñones: Nqvt (riñones)=-6,15273 kN m/m
En Base: Nqvt (Base)=0,49222 kN m/m

2.5.2. Debidas a la presión lateral del relleno sobre el tubo (Nqh)

En Clave: Nqh (Clave)=-2,10706 kN m/m
En Riñones: Nqh (Riñones)=0 kN m/m
En Base: Nqh (Base)=-2,10706 kN m/m

2.5.3. Debidas a la reacción máxima lateral del suelo a la altura del centro del tubo (Nqht)

En Clave: nqht (Clave)=-1,91024 kN m/m
En Riñones: Nqht (Riñones)=0 kN m/m
En Base: Nqht (Base)=-1,91024 kN m/m

2.5.4. Debidas al propio peso del tubo (Nt)

En Clave: Nt (Clave)=0,01402 kN m/m
En Riñones: Nt (Riñones)=-0,05283 kN m/m
En Base: Nt (Base)=-0,01402 kN m/m

2.5.5. Debidas al peso del agua (Na)

En Clave: Na (Clave)=0,42532 kN m/m
En Riñones: Na (Riñones)=0,12916 kN m/m
En Base: Na (Base)=0,77616 kN m/m

2.5.6. Debidas a la presión del agua (Npa)

En Clave: Npa (Clave)=0 kN m/m
En Riñones: Npa(Riñones) = 0kN m/ m
En Base: Npa (Base)=0 kN m/m

2.5.7. Fuerza axil total (N)

En Clave: N (Clave)=-3,08574 kN m/m
En Riñones: N (Riñones)=-8,0764 kN m/m
En Base: N (Base)=-2,76295 kN m/m

2.6. Esfuerzos tangenciales máximos.

En Clave: 11,89181 kN/mm²
En Riñones: -12,15908 kN/mm²
En Base: 22,59156 kN/mm²

2.7. Verificación del esfuerzo tangencial(coef. de seguridad a rotura)

En Clave: 4,20457 --ADMISIBLE: cumple >2
En Riñones: 4,11216 --ADMISIBLE: cumple >2
En Base: 2,21322 --ADMISIBLE: cumple >2

2.8. Estabilidad (Coeficientes de seguridad al aplastamiento).

Debido al terreno: 7,83 --ADMISIBLE: cumple >2
Debido a la presión ext. de agua :47,1838 --ADMISIBLE: cumple >2
Debido al terreno y al agua: 6,71557 --ADMISIBLE: cumple >2

OCTUBRE 2021

PAROVESA INGENIERÍA, ARQUITECTURA Y SERVICIOS, S. L.

EL AUTOR DEL PROYECTO

XXXXXXXXXXXXXXXXXX

Ingeniero de Caminos, Canales y

Puertos N.º de colegiado xxxxxx