

Trabajo de Fin de Máster
Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

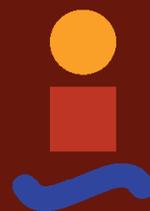
Estudio sobre Dimensionamiento de Redes de
Saneamiento para Obras de Urbanización en
Andalucía

Autor: Carlos Batista Delgado

Tutor: Blas González González

Dpto. Construcciones Arquitectónicas I
Escuela Técnica Superior de Ingeniería
Universidad de Sevilla

Sevilla, 2018



Departamento de
Construcciones
Arquitectónicas 1

Trabajo de Fin de Máster
Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Estudio sobre Dimensionamiento de Redes de Saneamiento para Obras de Urbanización en Andalucía

Autor:

Carlos Batista Delgado

Tutor:

Blas González González

Profesor del Departamento

Dpto. de Construcciones Arquitectónicas I

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2018

Trabajo Fin de Máster: Estudio sobre Dimensionamiento de Redes de Saneamiento para Obras de
Urbanización en Andalucía

Autor: Carlos Batista Delgado

Tutor: Blas González González

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

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2018

El Secretario del Tribunal

A mi familia, por estar siempre ahí.

A mis amigos, por ayudarme en esos momentos.

A mis maestros por enseñarme todo lo que se.

Agradecimientos

Dar las gracias a todos los que me han ayudado en este pequeño viaje, a los que han sufrido mis idas y venidas con este trabajo, a mis padres por su comprensión, a mi pareja que me ha sufrido todos estos meses. Además no quiero olvidarme de mis amigos, los hechos en el máster y los que ya estaban conmigo que siempre han sido un apoyo para mí.

En especial por su contribución en este trabajo ampliando mis conocimientos, a mi tutor Blas González y mis compañeros Francisco García y Alejandro Algarín.

Gracias a todos.

Resumen

El presente trabajo intenta iniciar un proceso de investigación que concluya en la redacción de una futura Guía Técnica para dimensionamiento de redes de saneamiento en los núcleos urbanos de Andalucía.

Para ello se ha realizado una intensa búsqueda de referencias bibliográficas y de normativas técnicas municipales existente en Andalucía, para determinar cuáles deben ser los factores de dimensionamiento de estas instalaciones urbanas.

Una vez estudiadas las distintas formulaciones existentes en la bibliografía de referencia, se ha procedido a un análisis hidráulico de varios modelos de redes urbanas para ver cuál de las formulaciones es más idónea para ordenar el criterio de diseño a fine homogeneizarlo en toda Andalucía.

Por último se ha realizado una discusión de los resultados obtenidos y se ha concluido con la propuesta de una formulación e los parámetros y de nuevas líneas de trabajo.

INDICE

AGRADECIMIENTOS	5
RESUMEN	6
1 OBJETO DEL TRABAJO FIN DE MASTER	9
2 INTRODUCCIÓN	9
3 OBJETIVOS	10
4 METODOLOGÍA	11
5 ESTADO DEL ARTE	12
5.1 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	12
4.1.1 SISTEMAS DE SANEAMIENTO	12
4.1.2 TRAZADO DE REDES	14
4.1.3 FORMAS DE EVACUACIÓN	14
4.1.4 ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS DE LA RED	16
4.1.5 MATERIALES.	22
4.1.6 CAUDALES DE APORTACIÓN A LA RED.	24
4.1.7 RÉGIMEN HIDRÁULICO DE LOS ELEMENTOS DE LA RED	57
5.2 MARCO NORMATIVO SOBRE SANEAMIENTO URBANO (SU)	71
4.1.8 NORMATIVA EUROPEA	72
4.1.9 ESTATAL	73
4.1.10 COMUNIDAD AUTÓNOMA DE ANDALUCÍA	78
5.3 NORMATIVA TÉCNICA Y RECOMENDACIONES SOBRE SU	80
5.3.1 ESTATAL	81
5.3.2 MUNICIPAL	81
5.4 RESUMEN	81
6 BASES DEL ESTUDIO	82
6.1 VARIABLES ANALIZADAS	83
6.1.1 GRUPO G1 – ELEMENTOS Y MATERIALES	83
6.1.2 GRUPO G2 – VARIABLES FUNCIONALES DE LA RED	83
6.1.3 GRUPO G3 - CÁLCULO DE CAUDALES	83
6.1.4 GRUPO G4 - VARIABLES CONSTRUCTIVAS	84
6.2 CARACTERIZACIÓN DE LOS MUNICIPIOS	84
6.2.1 IDENTIFICACIÓN DE LOS MUNICIPIOS	84
6.2.2 CRITERIOS PARA LA CLASIFICACIÓN DE MUNICIPIOS	85
6.2.3 DISTRIBUCIÓN DE MUNICIPIOS POR CATEGORÍAS	86
6.3 ANÁLISIS DE LA NORMATIVAS MUNICIPALES	88

ESTUDIO SOBRE DIMENSIONAMIENTO DE REDES DE SANEAMIENTO PARA OBRAS DE URBANIZACIÓN EN ANDALUCÍA

6.3.1	INVENTARIO DE NORMATIVAS MUNICIPALES	88
6.3.2	ESTUDIO DE LA NORMATIVA	88
6.3.3	RESUMEN DEL ESTUDIO DE NORMATIVAS TÉCNICAS	88
6.4	DIMENSIONAMIENTO DE REDES	96
6.4.1	CAUDALES DE PROYECTO	96
6.4.2	ANÁLISIS HIDRÁULICO	99
7	PROPUESTA DE ANÁLISIS	100
7.1	MODELOS DE CARGA HIDRÁULICA	100
7.1.1	AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	100
7.1.2	AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES	101
7.2	DIMENSIONAMIENTOS HIDRÁULICOS	101
7.2.1	HIPÓTESIS DE CÁLCULO CON CYPE	101
7.2.2	HIPÓTESIS DE CÁLCULO CON SWMM	101
8	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	102
9	CONCLUSIONES	103
9.1	PROPUESTA	103
9.2	FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	103
10	REFERENCIAS	104
11	ANEJOS	108
11.1	DATOS DE MUNICIPIOS DE ANDALUCÍA	108
11.2	ANÁLISIS DE NORMATIVA TÉCNICA MUNICIPAL	109
11.3	RESULTADOS DEL MUNICIPIO DE ALDEIRE	110
11.3.1	RESULTADOS CYPE INFAESTRUCTURAS URBANAS	111
11.3.2	RESULTADOS SWMM	112
11.4	RESULTADOS DEL NÚCLEO URBANO DE EL TROBAL (SEVILLA)	113
11.4.1	RESULTADOS CYPE INFAESTRUCTURAS URBANAS	114
11.4.2	RESULTADOS SWMM	115
11.5	RESULTADOS DEL MUNICIPIO DE AGUILAR DE LA FRONTERA (CORDOBA)	116
11.5.1	RESULTADOS CYPE INFAESTRUCTURAS URBANAS	117
11.5.2	RESULTADOS SWMM	118
11.6	RESULTADOS DEL SUELOS INDUSTRIALES	119
11.6.1	RESULTADOS CYPE INFAESTRUCTURAS URBANAS	120
11.6.2	RESULTADOS SWMM	121

1 OBJETO DEL TRABAJO FIN DE MASTER

Este proyecto surge como Trabajo Fin de Máster para cumplimentar los estudios realizados en la titulación de Máster de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos impartido en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de la Universidad de Sevilla.

Los estudios pertinentes han sido realizados bajo la dirección y tutela del profesor D. Blas González González, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, y profesor del Departamento de Construcciones Arquitectónicas I.

2 INTRODUCCIÓN

Las obras de urbanización tienen entre una de sus misiones, la de dotar del **servicio público de saneamiento** a los solares actuales o futuros, según nos encontremos realizando actuaciones de **reurbanización** del viario urbano existente o bien nos encontramos en actuaciones de transformación de suelo rústico a suelo urbano.

Para ello el ingeniero de caminos, canales y puertos o bien el arquitecto, que son las únicas titulaciones en España habilitadas para la redacción de proyectos y para la dirección de obra de urbanización, debe tener a mano un conjunto de conocimientos sobre la técnica de diseño tanto de la red de saneamiento como de los elementos que la componen.

Existen en la bibliografía técnica muy buenas referencias sobre criterios de diseño de las redes urbanas de saneamiento, unas exhaustivas y otras menos precisas pero no por ello menos útiles; donde tanto el conocimiento experto de sus autores como su experiencia profesional nos muestran un conjunto variado de los criterios de diseño así como un amplio rango de valores de los parámetros a utilizar en el dimensionamiento de dichas redes o bien de sus elementos.

Pero ocurre que cuando un ingeniero se aproxima a esta bibliografía y la comienza a utilizar, puede llegar a encontrarse confuso ante los diversos enfoques de los criterios de diseño a establecer en sus estudios, proyectos u obras.

Teniendo en cuenta que el dimensionamiento de las redes urbanas de saneamiento tiene que abarcar tanto el dimensionamiento hidráulico de la red como el dimensionamiento mecánico de los elementos, no se produce dispersión de criterios en los autores de referencia respecto a los métodos de cálculo sino en los valores de los parámetros (caudales, velocidades, etc.) a utilizar en dichos métodos.

Por otra parte la ausencia de unos estándares que a modo de la normativa técnica unificadora permita al ingeniero evitar una labor previa de investigación sobre los criterios a adoptar para el diseño de esta instalación urbana, hace que tengamos siempre la sensación de vértigo ante las decisiones que debemos adoptar en nuestro trabajo profesional respecto a este campo de la ingeniería urbana. Bien es verdad que existen normativas municipales que son de obligado cumplimiento en sus ámbitos territoriales respectivos, pero más del 50 % de la población de Andalucía reside o tiene su actividad en municipios que adolecen de dichas normativas municipales.

Se ha estimado conveniente realizar un trabajo de recopilación, estudio y síntesis tanto de la bibliografía de referencia como de las normativas legales que en materia de aguas, saneamiento y drenaje urbano afectan al día de hoy al diseño de estas instalaciones urbanas.

3 OBJETIVOS

El objetivo general que persigue este trabajo es el de realizar una **propuesta de guía de diseño de redes urbanas de saneamiento** que nos permita ser más eficaces en la realización de los **proyectos de urbanización en Andalucía**, al no tener que utilizar y contrastar diversas fuentes y referencias para la concreción de los criterios de diseño así como la fijación de los valores de los parámetros de referencia a aplicar en el dimensionamiento.

Y los objetivos parciales son los siguientes:

- Establecer una categorización de las redes urbanas de saneamiento en función del tamaño del núcleo urbano donde estén o se vayan a implantar, a efectos de establecer los métodos más apropiados para la obtención de los valores de los parámetros de dimensionamiento, que permitan una optimización del tamaño de dichas redes.
- Clarificar al ingeniero proyectista que vaya a diseñar actuaciones en las redes municipales de saneamiento de las poblaciones de Andalucía, los criterios para su dimensionamiento más acordes a la envergadura del problema a solucionar según el ámbito de actuación, es decir teniendo en cuenta el tamaño y características del núcleo de población o bien sector urbano en el que se actúa.

4 METODOLOGÍA

En lo siguiente se desarrollará la metodología seguida para llevar a cabo cada uno de los apartados del presente trabajo, así como sus consideraciones más importantes.

1. Estado del Arte

- 1.1. Se procede a la investigación sobre la legislación tanto vigente como histórica más importante que llevan al SU al punto en el que estamos actualmente, así como se realiza un breve resumen de la normativa así como una conclusión de la misma.
- 1.2. Se resumen las normativas técnicas más importantes en el ámbito municipal, realizando un estudio comparativo según la población servida por el reglamento técnico, utilizando para ello variables de diseño y construcción de las redes de saneamiento urbano.
- 1.3. Se hace un estudio de la bibliografía de referencia, usando como punto de partida [1], y aportando las diferencias recogidas por los demás libros contenidos en esta bibliografía, a efectos prácticos se realiza un estudio separado según los componentes principales que contiene un proyecto de saneamiento en urbanizaciones.
- 1.4. Se recogen los aspectos más importantes de las distintas investigaciones recogidas en tesis doctorales y artículos de investigación de profesionales de prestigio dentro del ámbito del saneamiento.

2. Factores de Diseño

Se busca identificar los factores de diseño de redes de saneamiento más importantes recogidos tanto por las normativas, como por las publicaciones de referencia anteriormente mencionadas identificando los parámetros más importantes en el diseño de las mismas.

3. Propuesta de Parámetros de Cálculo en Andalucía

Para aportar valor al siguiente trabajo, se realiza una propuesta de los parámetros anteriormente mencionados, siguiendo una lógica aplicada a la convergencia entre las tendencias actuales para saneamiento, así como recogiendo los principios básicos del mismo.

4. Estudio Comparado de Normas de Aplicación y Propuesta de Cálculo

Se realiza un estudio sobre una urbanización tipo, aplicando para ello las normativas de referencia en Sevilla y Málaga, ya que son las únicas ciudades de Nivel 1, así como aplicando la propuesta de parámetros del siguiente estudio, recogiendo la variabilidad de los resultados si las hubiere y aplicando para ello el mismo Software de cálculo.

5 ESTADO DEL ARTE

A continuación se va a exponer el resultado del estudio realizado sobre la búsqueda de información tanto en la bibliografía de referencia como en la normativa reguladora que nos sirva, tras su análisis para fijar las determinaciones a considerar en el dimensionamiento de las redes de saneamiento

5.1 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Se han consultado la siguiente bibliografía de interés dentro del diseño de redes de Saneamiento Urbano, realizando un breve resumen contenido en los mismos. La bibliografía de referencia se ha relacionado según el origen de la información y sus características.

- Saneamiento y Alcantarillado. Vertido de Aguas Residuales. Aurelio Hernández Muñoz [1].
- Cálculo de Caudales en las Redes de Saneamiento. Fernando Catalá Moreno [2].
- Guía Técnica sobre redes de Saneamiento y Drenaje Urbano. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, Centro de Estudios Hidrográficos (España). [3].
- Ingeniería Sanitaria. Tratamiento, evacuación y reutilización de aguas residuales. Metcalf & Eddy, Inc. [4].

Se ha procedido al estudio de dicha bibliografía de una forma sistemática por elementos de los sistemas de alcantarillados, que nos permitan una rápida identificación de dicho elemento en las diferentes fuentes bibliográficas consultadas.

Se han estudiado los siguientes aspectos:

- Sistemas de Saneamientos
- Trazado de Redes
- Formas de Evacuación
- Elementos Complementarios de la Red.
- Materiales.
- Caudales de aportación a la red.
- Régimen hidráulico de los elementos más relevantes de la red (imbornales, colectores, pozos, tanques de tormenta, depósitos laminadores ...)

A continuación, se van a exponer los **resúmenes de los contenidos** más destacables en relación al objeto del TFM.

4.1.1 Sistemas de Saneamiento

En cuanto a sistemas de saneamiento se hace referencia a los tipos de sistemas de saneamiento existentes en la bibliografía, sin hacer referencia a la forma de estos, sino a la procedencia de las aguas y el tratamiento ya sea conjunto o disjunto de las aguas.

Para esto, los autores de referencia consultada, así como la guía técnica, de redacción más moderna, divide principalmente los sistemas de saneamiento en dos:

- **Sistemas Unitarios:** Aquel en el que se vierten las aguas en una canalización única, dimensionada con capacidad suficiente para absorber tanto las aguas residuales como las aguas pluviales generadas.
- **Sistemas Separativos:** La red de aguas negras (aguas residuales) se separa de la red de aguas blancas (aguas pluviales), por lo que existen dos canalizaciones independientes que trabajan conjuntamente para desaguar ambas aportaciones.

Cuando existen ambos sistemas en dos partes distintas del alcantarillado en la ref. [2] se define el sistema global como **sistema mixto**, esta referencia expone dos tipos de sistemas más:

- **Sistema pseudo-separativo:** El desagüe de las aguas pluviales provenientes de las cubiertas, patios y jardines de los edificios se realiza por la red de aguas residuales, las demás aguas blancas se recogen por la red de pluviales, esto permite que todas las aguas provenientes de edificios o industrias vayan por la misma red.
- **Sistema compuesto:** Variante del sistema separativo en la que, por medio de dispositivos adecuados, se consigue la recogida en la red de aguas residuales domésticas las aguas pluviales hasta que alcanzan un cierto valor evitando la carga contaminante de las aguas de lluvia.

Conclusiones

En las referencias [1], [2] y [3] se exponen varias ventajas e inconvenientes asociados al uso de cada uno de los sistemas, en lo siguiente se sintetizarán dichas conclusiones.

- Ventajas del Sistema Unitario:
 - o Instalación más sencilla.
 - o Autolimpieza de los conductos cuando se producen las lluvias.
 - o Menor coste (1-2 veces).
 - o Reducción del gasto de levantamiento y reposición del pavimento entre 1.5 – 2 veces.
 - o Edificios con redes unitarias implica que la red no puede ser totalmente separativa (red pseudo-separativa).
 - o Reducción de gasto de explotación en torno a un 30-60%.
- Ventajas del Sistema Separativo:
 - o Disminución de carga contaminante
 - o En casos de configuración topográfica favorable, (posibilidad de desvío de las aguas), sistema separativo es mejor opción.
 - o Reducción de gastos de limpieza (caudales más estables).
 - o Si existen sistemas de elevación, el caudal debe reducirse, por lo que el sistema separativo es mejor opción.
 - o Simplificación en costes y explotación en los sistemas de depuración, implica menor caudal y carga contaminante más estable.
 - o Tuberías de menor diámetro, siempre que desviemos aguas de lluvia hacia cauces por caminos cortos, en caso contrario, desaparece esta ventaja.

Además de estas ventajas de ambos sistemas, hay que tener siempre en cuenta que el sistema separativo debe contar con un buen control de vertidos de forma que no haya imbornales conectados a la red residual o albañales domiciliarios a la red de pluviales, si se producen estos errores de ejecución dificulta la explotación de la red.

4.1.2 Trazado de Redes

Para los trazados de la red, se pueden adoptar varios sistemas, estos dependerán fundamentalmente tanto del entorno urbano a desaguar como de las características del núcleo urbano, es por ello, que los sistemas de trazados propuestos son solo tipologías que pueden combinarse entre sí a conveniencia del proyectista para el correcto funcionamiento de la red, tal y como se señala en la referencia [3], “En las redes urbanas el trazado de las redes de saneamiento deberá seguir el viario. [...]. Actualmente estas redes discurren por calzada.”.

A continuación, se va a exponer una síntesis de las tipologías habituales, atendiendo solo a la forma del saneamiento.

- **Canalización Transversal**

Se adopta en los casos en los que tenemos zonas perpendiculares al río, desaguardo directamente en el mismo, es una tipología obsoleta ya que las nuevas normativas impiden este vertido directo ya que incluso las aguas de lluvia tienen una contaminación dentro de su composición, asimismo, es económico y fue una tipología que se usó en ríos caudalosos con gran dilución.

- **Canalización Transversal con Emisario**

Suprime el inconveniente de la necesidad de tener un río caudaloso perpendicularmente, al igual que anteriormente es una tipología obsoleta por el concepto ya que no presenta unificación de vertidos para su tratamiento además presenta la necesidad de tener que construir un emisario con pequeña pendiente (la del río) y, por tanto, gran sección; generalmente en terrenos sometidos a filtraciones del río.

- **Canalización Longitudinal o por zonas**

Se obtiene mediante colectores paralelos al cauce, con pendientes pequeñas pero escasas zonas de vertido. El emisario puede tener ya pendiente normal y construirse en un mejor terreno, tiene el mismo problema de las dos anteriores por el cambio de normativa.

- **Canalización en Abanico**

Se realiza a base de colectores ramificados hacia diferentes zonas, reunidos en el punto que mejor convenga para su desagüe o tratamiento. Este sistema está indicado para poblaciones o sectores de población sumamente llanas, y tiene la filosofía de la unificación de vertidos en un punto para su tratamiento.

- **Canalización Radial**

Se obtiene dividiendo el sector urbano, en varias zonas con canalizaciones independientes, cuyas aguas se reúnen después en uno o más puntos, dependiendo de la dispersión de las zonas, previendo por tanto una o varias estaciones depuradoras.

Este sistema está recomendado para poblaciones que prevean un crecimiento de su territorio (nuevas zonas, ensanches...)

4.1.3 Formas de Evacuación

En este apartado se explicarán la tipología de evacuación, dividiéndolas por el principio físico en la que se basen, que se puede adoptar según las referencias [1], [2] y [3].

- **Evacuación por simple gravedad.**

En esta forma de evacuación, el flujo discurre por los conductos debido a la diferencia de cota de estos, consiguiendo de esta manera la velocidad necesaria del flujo en la tubería, que desaguardo de una en otra, conducen el agua hasta el emisario final, para su vertido.

Los trazados de la red han de estudiarse de forma que se permita el rápido desagüe a partir de la

reducción de los recorridos, de esta manera minimizamos la pérdida de carga y optimizamos los costes de implantación y explotación.

Siguiendo este principio la red puede estar en lámina libre (lo más habitual) o en presión, dependiendo del caudal circulante, así como de la capacidad hidráulica del colector.

Es de gran importancia saber la capacidad de la red, ya que, si la línea piezométrica de esta supera la cota de terreno, el colector desborda por los pozos de registro existentes.

La problemática de esta forma de evacuación es la topografía local.

En el caso de poblaciones extremadamente llanas, para recurrir a esta forma de evacuación debe recurrirse a la elevación (mecánica o neumática) del caudal. Para esto, se crean puntos bajos en la red, dividiendo la población convenientemente, y desde estos puntos elevamos a puntos altos de otros ramales para continuar con la evacuación por gravedad.

En el caso de establecer estaciones elevadoras, será necesario un estudio de soluciones teniendo en cuenta los gastos de adquisición, así como los gastos de elevación.

Algunos sistemas de elevación pueden ser:

- Tornillo de Arquímedes.
- Bombas de rodete abierto.
- Bombas con diacelerador incorporados.
- Bombas de aire o aero-eyectores (volúmenes pequeños).

- **Evacuación por circulación forzada.**

En estos casos, se dispone de un grupo de bombeo que pone en carga la tubería trabajando esta bajo presión hidráulica, por lo tanto, el flujo se sitúa a presión.

Es un modo poco habitual de evacuación ya que hay que tener en cuenta que el flujo es de aguas residuales, por lo que, si le quitamos la aireación, se pueden provocar problemas de anaerobiosis. Por ello, se suelen adoptar este tipo de evacuaciones en tramos cortos de la red.

- **Evacuación por vacío.**

Se genera un flujo bifásico (agua y aire) que discurre por la red debido a una presión negativa proporcionada por compresores situados en una central de vacío, que es la que es responsable del vacío del sistema.

Para esta instalación es necesaria tanto aparatos domiciliarios como uniones especiales de las tuberías, además de una red de tuberías provista de depósitos de equilibrio en su caso y una central de recepción.

Según la referencia [1] para llevar a cabo esta instalación hay varios sistemas:

- “Sistema Liernur: Una red de tuberías estancas une los depósitos de caída en los inmuebles con distribuidores de vacío emplazados en el subsuelo de las calles. Estos, a su vez, está unidos por un conducto especial con una estación central productora de vacío. (Una de las aplicaciones es según el sistema LILJENDAHL que consigue separar las aguas verdaderamente negras de las grises).
- Sistema CHAPÉE o de descargas de aire: Descansa en el principio de utilizar la pendiente del terreno en régimen normal para circulación de las aguas negras (sistema separativo) pero haciendo uso en momentos determinados de la aspiración producida en una estación central para producir descargas rápidas y voluminosas en las conducciones. Tiene la ventaja de evitar la penetración exterior de gases y líquidos.”

Los principales condicionantes para la elección de estos sistemas son los siguientes:

- Suelo Inestable.
- Terreno Llano.
- Terreno movido con subidas y bajadas alternando.

- Nivel freático próximo a la superficie.
- Terreno rocoso.
- Condiciones estrictas para evitar pérdidas de agua.

Las principales ventajas del sistema son:

- Tuberías de pequeña dimensión. (75 – 200 mm).
- No se necesitan pozos.
- Reducción de excavación.
- Grandes velocidades de circulación.
- No existen problemas de olores.
- Se produce una dirección de las aguas, manteniendo condiciones aerobias.

Como condiciones de diseño de la tubería de aspiración pueden señalarse:

- No incorporar más de 500 habitantes por línea.
- Los habitantes servidos por metro de tubería dependerán de la longitud del conducto.

4.1.4 Elementos Complementarios de la Red

Se explicarán los principales elementos existentes en la red, haciendo un breve resumen de los mismos.

- **Ramales Principales de las Acometidas**

Va desde el pozo de registro principal a la alcantarilla oficial. O, de no existir a la estación depuradora correspondiente.

Estos ramales se clasifican en visitables y no visitables, así como pueden sustituirse los pozos de registro asociados por arquetas.

La arqueta deberá recoger todos los ramales secundarios, y se colocará lo más próximo posible al pozo de registro principal. Las arquetas de registro deben colocarse en las bases de las bajantes u en los encuentros con ramales, así como en los quiebros de la red horizontal y no deben estar separadas más de 30 m teniendo como dimensión mínima 60 cm de lado.

La pendiente mínima de las acometidas domiciliarias no debe ser inferior al 2%.

- **Sumideros**

Los sumideros pueden situarse en superficie de calzada, en paramentos de acera, mixto, o bien en canaletas perpendiculares a la línea de máxima pendiente de escorrentía. Su ubicación es imprescindible para el desagüe de puntos bajos.

Los problemas más importantes de estos elementos vienen dados por su posible obstrucción y por las dificultades de su limpieza, dado que son elementos que están continuamente a la interperie y dependiendo de la población tendrá un mayor o menor aporte de sedimentos, así como, un mayor o menor aporte de agua.

Habitualmente la colocación normal es en las esquinas de cruces de calles, pero retrasados respecto de las alineaciones de fachadas.

Cuando las manzanas tienen grandes dimensiones se sitúan sumideros intermedios (absorbederos).

El número dependerá del criterio del ingeniero, sin embargo, hay que tener en cuenta siempre la frecuencia e intensidad de las lluvias locales.

A fin de impedir que la corriente pase sobre el sumidero, conviene disponer en el arroyo de la calzada

una contrapendiente, para evitar este efecto.

En muchas ocasiones es conveniente prever unas cámaras con entradas de escorrentía superficial o de vertidos industriales, que actúen como trampas de retención de arenas y grasas para evitar sus efectos negativos de erosión o depósitos.

Es de gran importancia que el albañal, que hace de conexión con la red, esté comprendido entre 300 y 400 mm, de esta forma se evita posibles obstrucciones por vertidos inapropiados.

- **Confluencia de Colectores Visitables**

Estas confluencias se definen según Ref. [1] de la siguiente manera:

La unión de los colectores visitables debe hacerse tangencialmente y con un radio que se toma igual a cinco veces el diámetro de la sección media.

FRUHLING ha determinado una fórmula para la longitud l del encuentro en función del radio de la curva, del diámetro de las alcantarillas b y del espesor s del muro de la alcantarilla principal.

$$l^2 = (2 + b + 0.5s)^2 - (2 + m)^2$$

En las que interviene m , que es el auténtico diámetro.

Las alcantarillas deben encontrarse en forma tal, que por la principal corra, cuando menos, el caudal de aguas negras sin que se remansen las aguas y sí, hay pendiente suficiente, conviene evitar los espinazos de los colectores afluentes a la altura del principal.

En estas confluencias complicadas conviene contar con registros próximos, para poder llevar a cabo la conservación.

- **Pozos de Registro y sus clases**

El acceso a las alcantarillas y la necesidad de evitar curvas, obligan a construir estos pozos, entre cada dos de los cuales la alineación ha de ser recta tanto en planta como en alzado, por lo que, cuando hay cambios en alineaciones también hay que disponer pozos de registro, esto además de ser un buen criterio suele estar regulado por las normas técnicas municipales o por el reglamento técnico correspondiente.

Los registros de alcantarillado no visitable y visitable son distintos, por sus dimensiones, como por los problemas específicos de su realización.

- Registros de inspección y limpieza. Son los que se colocan en cambios de dirección o pendientes y la extracción de productos derivados de la limpieza, no deben espaciarse más de 50 m en los de pequeño diámetro, y 70 m en los visitables a gatas. En las que puede pasar un hombre encorvado pueden separarse hasta 120 m.
- Registros especiales para cámaras de limpia, aliviaderos, compuertas o puntos determinados que conviene sean fácilmente accesibles.
- Pozos de entrada de material. Son pozos que permiten la entrada de elementos de cierto tamaño, se diferencian de los pozos habituales en su tapa, donde se encuentra en vez de una tapadera circular una batería de losas de hormigón que permitan este acceso.
- Pozos de resalto. En los casos en que se produzcan saltos en la rasante mayor de 0.60 m que se compone de un pozo de registro con un conducto vertical. Se diseñan principalmente minimizando los fenómenos erosivos y garantizando la operatividad.

En los alcantarillados visitables no hay más que un tipo de registro, cuyo fin es poder acceder a los colectores.

Si la profundidad es grande, o son varias las alcantarillas que confluyen en el registro, conviene aumentar el diámetro hasta el límite de 1.20 m, para formar una cámara de maniobra.

Los elementos complementarios de los registros son los elementos de acceso (pates) y las tapas.

Todos los registros correspondientes deben llevar, al menos, unos pates, que servirán de acceso a los pozos de registro.

Las tapas suelen ser ligeras o reforzadas, según hayan de emplazarse en aceras o en calzadas, y dentro de estos tipos: rectangulares, circulares con marco rectangular y circulares con marco circular.

- **Cámaras de Limpia o Descarga**

Para ayudar a las operaciones de limpieza se construyen depósitos en los que el agua va almacenándose lentamente gracias a la llegada de pequeños caudales, y se vacían repentinamente, bien sea a mano, o bien por medios automáticos.

En general, consta de un depósito adosado directamente a la conducción que se desea limpiar o a un pozo de registro, además de situarse en cabecera de las redes.

Estos depósitos se llenan con agua de la red pública de distribución de agua, aunque se recomienda que este llenado se ejecute a partir de agua reutilizada, reciclada o no potable.

Hoy día se utilizan, casi exclusivamente, las cámaras de descarga automática. En ellas la descarga se produce, cuando el agua llena el depósito, mediante un aparato de descarga.

Estos aparatos contienen sifones que se agrupan en dos categorías:

s/Ref. [1]:

- “Los basados en el principio del vaso de Tántalo, en la que el arrastre del aire y la formación de vacío relativo hacen entrar en acción el sifón.*
- Los basados en el principio de la fuente de Heron, en el cebado subsiguiente a la expansión brusca del aire, inicialmente comprimido entre dos cierres hidráulicos, uno de los cuales lo integran la masa de agua que va a servir para la descarga (que no puede ser forzado), y otro que lo es tan pronto como la presión del aire aprisionado es suficiente, y que se designa con el nombre de pneumodetector.*

Son más seguros y menos costosos de funcionamiento.

Entre los primeros, se puede destacar el de Rogers Field, entre los segundos, puede citarse el tipo Adams.”

- **Rápidos en Colectores**

Si la caída es mayor de 4 metros, se deben construir rápidos alternativamente a los pozos de resalto.

En colectores, si se precisa perder altura es necesario acudir a resaltos en forma de gola o S, o bien con solera escalonada revestida de losas para resistir la abrasión.

Para evitar posibles fallos, es recomendable duplicar la infraestructura ya que la abrasión a la que se someten estos elementos es alta y pueden fallar.

En caso de acudir a resaltos en forma de gola, esta suele acompañarse de un ensanchamiento que se utiliza como escalinata de bajada para la debida inspección de la solera.

En el caso en que la diferencia de caudales entre el máximo a transportar y el medio sea muy elevado, se dispone un conducto dentro de este, de forma que sea capaz de transportar este caudal.

- **Sifones**

En los casos en que los trazados de los colectores se ven interrumpidos por obras, o paso por ríos, etc... puede acudir al empleo de sifones invertidos.

En estos elementos, el perfil longitudinal debe ser fijado y es de gran importancia para su correcto funcionamiento, es por ello que la parte ascendente se presente una pendiente no excesivamente fuerte, la referencia [3] toma como valor de referencia estimado un ángulo no superior a los 26.5°.

El diseño hidráulico debe garantizar, ante la variación de caudales, que no se produzca la sedimentación en los puntos bajos del mismo. Pese a esto los elementos se dispondrán por duplicado para permitir limpiezas y reparaciones. Es recomendable establecer igualmente en las cabezas del sifón

pozos de registro para tener un cierto control del flujo que está llegando a este elemento.

Los principales tipos de sifones son los de varios tipos:

- a) Ramas Oblicuas
- b) Pozo Vertical
- c) Ramas Verticales
- d) Con Cámara de Limpieza

El tipo a, de ramas oblicuas, se emplea para cruces de obras u obstáculos para los que se cuenta con suficiente desarrollo, y en terrenos que no presenten grandes dificultades.

Los tipos b y c, con una o dos ramas verticales, suelen preferirse para emplazamientos de poco desarrollo o en caso de grandes dificultades constructivas. Sin embargo, sus características, de fácil limpieza y reducido espacio, lo hacen muy aconsejables.

El cálculo de los sifones ha de hacerse aumentando, en lo posible la pendiente para que la velocidad resulte relativamente grande y evite la formación de depósitos.

La velocidad mínima de cálculo, en tiempo seco, debe ser de **1 m/s** en sistemas unitarios y **1.50 m/s**, en sistemas separativos s/Ref. [1].

En las cabezas de entrada debe disponerse un arenero, y si es posible un aliviadero de superficie.

En una y otra cabeza deben disponerse compuertas, que permitan aislar el sifón para penetrar en él después del vaciado, para realizar labores de mantenimiento o limpieza.

Se recomienda hacer doble sifón, para no interrumpir el servicio cuando hayan de llevarse a cabo las operaciones de limpieza.

Las entradas a dichas tuberías están separadas por vertederos escalonados, de modo que no entre en servicio ninguna de ellas, antes de que la otra agote su capacidad.

La limpieza ha de hacerse obturando la entrada y agotando el sifón.

- **Emisarios**

Se entiende por emisarios los grandes colectores que recogen los vertidos de un núcleo y los conducen hacia su vertido al cauce o hacia la depuradora.

Teniendo en cuenta en los sistemas unitarios los grandes volúmenes de agua de lluvia, se observa la necesidad algún sistema que disminuya al máximo posible su sección, dado que las longitudes de estos emisarios suelen ser importantes. Habitualmente se usan aliviaderos o depósitos de retención.

- **Aliviaderos**

En muchas ocasiones es necesario limitar el paso del agua hacia un colector aguas abajo, vertiendo caudales hacia un cauce superficial, el mar o a depósitos de retención.

La función de los aliviaderos es reducir la punta o en otro caso, evitar cualquier vertido directo cuando no hay dilución y permitir vertido directo a partir de una dilución determinada, aunque estos sistemas cada vez se utilizan menos ya que el vertido directo está siendo eliminado progresivamente.

Para el diseño de estos elementos, se ampliará la información más adelante (4.1.7.1.3 y 4.1.7.1.5) complementando la existente en este apartado, tanto de coeficientes de dilución como de formulación, que aportará la ref. [3] de redacción más actual.

Se entiende por dilución la relación:

$$Cd = \frac{Q_m}{Q_m + Q_{ll}}$$

Siendo Q_m el caudal medio de aguas negras, así como Q_{ll} el caudal de lluvia.

Los coeficientes de dilución normalmente utilizados propuestos por la ref. [1] son:

- *Coefficientes de entrada a depuradoras: 1/3*
- *Coefficiente vertido a arroyos o cauces superficiales de vertido intermitente o escaso: 1/5*
- *Coefficiente de vertido a ríos importantes con caudales fluyentes importantes frente a los vertidos directos: 1/3*

La obra del aliviadero se puede situar en una pared lateral del colector.

Siendo H_{\min} se corresponde con la altura correspondiente al caudal punta de aguas negras, Q_m/C_d , siendo C_d el coeficiente de dilución adoptado para dicho aliviadero en función de las características del colector aguas abajo y de las características del cauce receptor de los vertidos por el aliviadero.

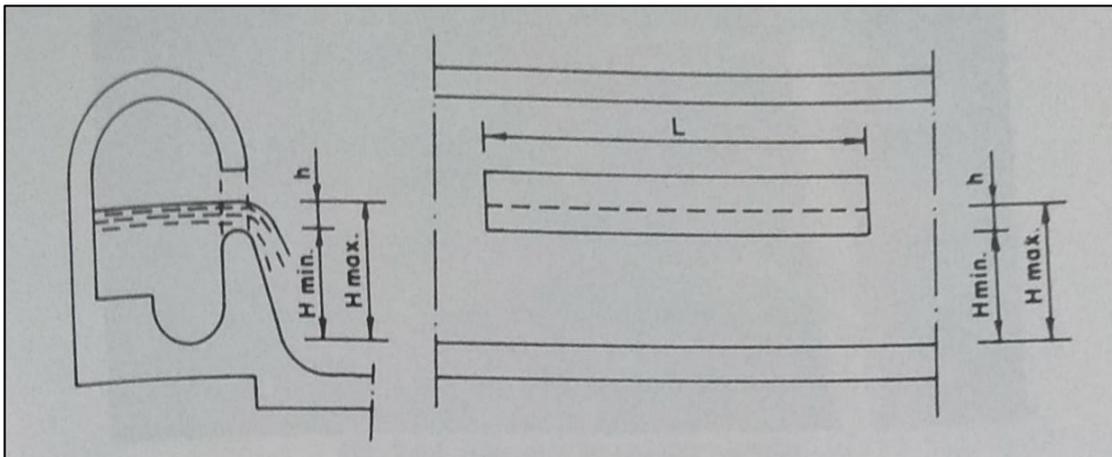


Ilustración 1. Aliviadero Lateral s/Ref [1]

H_{\max} se corresponde con el nivel de la lámina de agua para el caudal máximo admitido en el colector, aguas abajo del vertedero.

- **Emplazamiento y disposición de los aliviaderos:**

Cuando los diámetros de las alcantarillas no son grandes, pueden instalarse los aliviaderos de crecida en los pozos de registro, cuyo diámetro se amplía convenientemente.

En caso de que el caudal a eliminar por el aliviadero sea alto, puede emplearse el aliviadero en ambos lados del colector, recogiendo el agua excedente por debajo del otro ramal.

Un emplazamiento lógico de estos aliviaderos es la confluencia de dos colectores. Pero, para resolver, en cada caso conviene tener en cuenta las posibilidades y facilidades de construcción y factores económicos.

- **Tipos de Aliviaderos No Convencionales s/Ref. [1]**

- **Vertedero Desviador:** *Consiste en un vertedero que deja pasar en tiempo seco la totalidad de los caudales al colector interceptor, o de aguas abajo al aliviadero. En tiempo de lluvia un dispositivo ajustable limita el caudal a incorporar, sacando y vertiendo el caudal en exceso.*
- **Aliviadero con sifón:** *Otro sistema de aliviar aguas de un colector o de un depósito sería el empleo de un sifón, que consiste en la sucesión de tramos rectos y curvos, cilíndricos y cónicos, formando un conducto cerrado; la sección transversal de los sifones suele ser rectangular.*
- **Vertedero en cámara de bombeo:** *Consiste en una arqueta donde se sitúan las bombas, capaces de impulsar los caudales deseados hacia el colector, hacia el desagüe, o hacia la estación depuradora.*

- **Válvula de cierre para limitar el caudal de paso:** *Consiste en un flotador que determina la lámina alcanzada en función del caudal que se pretende dejar pasar. Al incrementarse los caudales sube la lámina y la válvula cilíndrica va cerrando la salida de la boca, poniendo el conducto de admisión en carga y desaguando el excedente.*
Para que el sistema funcione, el caudal precisa ser tamizado, o desbastado en un sistema de pro-tratamiento de rejilla fina.
- **Válvula Vortex para laminar caudales:** *Cuando puede interponerse un tanque o depósito, como es el caso de los depósitos de regulación, puede utilizarse un sencillo dispositivo basado en la formación de un vortex que regula el caudal que pasa.*
- **Aliviadero Constante:** *Al igual que en los depósitos y arquetas, puede instalarse un sistema de aliviado con caudal constante, oscilando en el depósito el nivel de agua entre dos límites H_1 y H_2 .*

- **Depósitos de Retención**

El depósito de retención permitirá evacuar lentamente el volumen de agua acumulado durante el periodo de las aguas de lluvia. Según las misiones que se encomiendan a este tipo de depósitos y a la tipología del mismo, se pueden diferenciar varios tipos:

- Depósito anti-DSU o tanque de tormentas. Su función principal es reducir la carga contaminante durante los sucesos de lluvia. Es habitual que estén situados al final de la red de drenaje.
- Depósito laminador o anti-inundación. Busca evitar inundaciones almacenando las aguas de lluvia.
- Depósito mixto. Se usan principalmente para evitar inundaciones, pero también dispone de los medios necesarios de regulación para reducir la carga contaminante.

Además, los depósitos de retención pueden agruparse en depósito con vertedero previo y depósito con vertedero con el propio depósito.

En ambos es fundamental la autolimpieza.

Estos depósitos pueden situarse con o sin derivación, dependiendo si pueden disponer o no de un bypass, también se los denomina off-line o en paralelo y on-line o en serie respectivamente.

Existen depósitos combinados, que integran ambas funciones y que dependiendo del caudal que le llega funciona de una manera u otra.

Se hará más hincapié en el apartado 4.1.7.1.5 del presente TFM.

- **Bombeos**

Un error bastante frecuente es diseñar redes de saneamiento forzando las situaciones con el empleo de conducciones por gravedad llegando a profundidades excesivas y costosas, o bien con pendientes escasas, basándose en el coste de los bombeos y sus problemas de fiabilidad.

La experiencia va demostrando que las instalaciones de bombeo son totalmente seguras, siempre que se adopten los siguientes criterios s/Ref [1]:

- Se deben evitar las instalaciones de pretratamiento.
- Utilizar siempre bomba de reserva, considerando la necesidad de incorporar en esta fuente de energía autónoma. Se deben evitar sistemas de flotadores y similares.
- En el caso de uso de bombas sumergidas, las válvulas, clapetas, grupo contra golpe de ariete, entre otros, deben situarse en arquetas separadas del pozo de bombeo.

- Armario eléctrico estanco.
- Previsión de un sistema de aliviadero, bien en el colector de aguas arriba, o bien en el propio pozo de bombeo.
- No se deben instalarse en las calzadas los pozos de bombeo.
- No es recomendable pensar en instalaciones de bombeo en cámara seca, salvo cuando la altura de elevación sea superior a las posibilidades de las bombas sumergidas.
- Se aconseja, para evitar riesgos de depósitos y garantizar la autolimpieza, adoptar una velocidad de régimen permanente de $> 0.80 \text{ m/s}$, y un diámetro mínimo del conducto de 100 mm.
- Si es posible bombear con una sola bomba, se recomienda **no emplear bombas en paralelo**.
- Deben respetarse las mismas normas empleadas en conducciones de agua.
- La permanencia en estos conductos no puede ser mayor de un día.

En cuanto a las redes de saneamiento, el sistema normal, en cuanto se precisan impulsiones, suele ser un **sistema mixto**, donde se integran tramos de conducciones rodadas poco profundos y no caros, y los tramos de impulsión.

En general, las estaciones de bombeo deben tener cámara de entrada, pozos de gruesos, desbastes de sólidos, elevación de agua bruta, colector de impulsión e instalaciones adicionales.

- **Elementos de Cierre en Saneamiento**
 - Válvula de tajadera: Se usan en la regulación de desagües o de cierre de conductos de saneamiento, de depósitos de retención, arquetas, etc...
 - Clapeta antirretorno: Impide el retroceso del flujo líquido, por ejemplo, en un desagüe sobre un cauce, que en momento de gran caudal sobrepasa la altura de la boca de salida.
 - Cierres hinchables en conducciones: Elementos de poco peso y fácil instalación, que pueden adaptarse a cualquier tipo de conductos, garantizando un cierre estanco.
- **Ventilación en alcantarillas y colectores**

Para garantizar las condiciones aerobias, para evitar retención de gases, se hace preciso pensar en la instalación de chimeneas de ventilación, asimismo, también pueden colocarse ventosas que se conectan a la conducción mediante bridas.

4.1.5 Materiales.

Para la descripción de los materiales, en lo siguiente se hace un breve resumen de los materiales utilizados habitualmente para las tuberías, ya que según la tipología serán más adecuados unos u otros.

En general, las conducciones se proyectan para que el transporte de caudal conlleve el menor coste posible, siempre teniendo en cuenta los coeficientes de seguridad, además deben cumplir las necesidades mecánicas específicas.

Para este apartado se han tenido en cuenta las referencias [1] y [3].

- **Tuberías de Hormigón**: Los tubos de hormigón, tienen varias características. Pueden ser con o sin camisa de chapa, en los casos sin camisa de chapa se utilizan tanto en diámetros pequeños o grandes.

Las tuberías de hormigón están ampliamente extendidas en España, pero atendiendo a su naturaleza podemos distinguir en tubos de hormigón en masa, armado o con fibras de acero.

Habitualmente las tuberías sin camisa de chapa se suelen usar en conductos que no tengan

necesidades de presión interna, asimismo, en los casos de que las tuberías estén armadas son capaces de soportar pequeñas presiones.

Los tubos de hormigón con camisa de chapa suelen usarse en conducciones a presión o sometidos a presiones ovalizantes, también suelen usarse tuberías de hormigón pretensado para este fin.

Esta tipología de tuberías puede ser de sección no circular o incluso en tipo marco según las necesidades y galerías.

- **Tuberías de Gres:** Se recomiendan para ambientes ácidos, así como cuando se necesita un coeficiente de fricción bajo (que se consigue cuando la tubería es de buena calidad).

Son más utilizados en caso de diámetros medios, o hasta valores (en la Unión Europea) de 1200 mm.

Esta tipología de tuberías se suele usar en saneamiento en lámina libre, y teniendo en cuenta que son indicadas para ambientes ácidos, para redes de saneamiento separativo.

- **Tuberías de Fibrocemento:** *Los tubos de amianto-cemento, han sido en España usados ampliamente, ya que funcionaban tanto bajo presión como en lámina libre.*

Esta tipología de tuberías se ha ido desechando debido a la problemática asociada al mantenimiento y retirada de estos elementos, ya que son nocivos para la salud y requieren de procedimientos especiales para trabajar con seguridad estos elementos.

- **Tuberías de poli (cloruro de vinilo) no plastificado (PVC-U):** Están normalizados en las normas europeas en dimensiones de hasta 1000 [mm].

Son de aplicación tanto en instalaciones a presión o en lámina libre, además, son hidráulicamente lisas y se comportan mejor ante efectos de heladas.

Hay que tener en cuenta que son inertes a efectos de corrientes vagabundas y telúricas.

Esta tipología se da tanto en pared compacta como estructurada.

- **Tuberías de polietileno (PE):** Los tubos de PE, son tuberías termoplásticas, están normalizadas hasta 1600 [mm].

Son, al igual que los de PVC-U, de aplicación para saneamientos tanto en lámina libre como a presión.

Otra utilización frecuente de esta tipología de tuberías son los emisarios submarinos, en instalaciones sin apertura de zanja o en rehabilitación de conducciones existentes.

Una de las consideraciones más importantes a tener en cuenta son los esfuerzos derivados de la dilatación y retracción de los tendidos de tuberías.

Al igual que la tipología de PVC-U, puede ser de pared compacta, así como pared estructurada.

Esta misma definición se da en **tuberías de polipropileno (PP)**, aunque también se pueden dar con pared estructurada helicoidal.

- **Tuberías de poliéster reforzado con fibras de vidrio (PRFV):** Son de tipo heterogéneo, se suelen utilizar hasta diámetros de 3000 [mm], se suelen utilizar en todo tipo de instalaciones y pueden tener tanto coeficientes de fricción bajo (para tramos largos) como coeficientes de fricción alto (tramos cortos).

- **Tubería de Fundición Dúctil:** Son de diámetro nominal normalizado hasta 2000 [mm]. Cabe destacar la resistencia a presión interior, acciones exteriores y buenas condiciones de estanqueidad, si bien es cierto que depende habitualmente de si la normativa municipal permite este tipo de conducciones.

- **Tuberías de PVC-O:** En las redes de saneamiento son de escasa utilización, prácticamente se usan solo en caso de impulsiones con caudales pequeños y presiones máximas de 2 N/mm².

En lo siguiente se adjunta, una gráfica de diámetros según materiales, diferenciados por normalización.

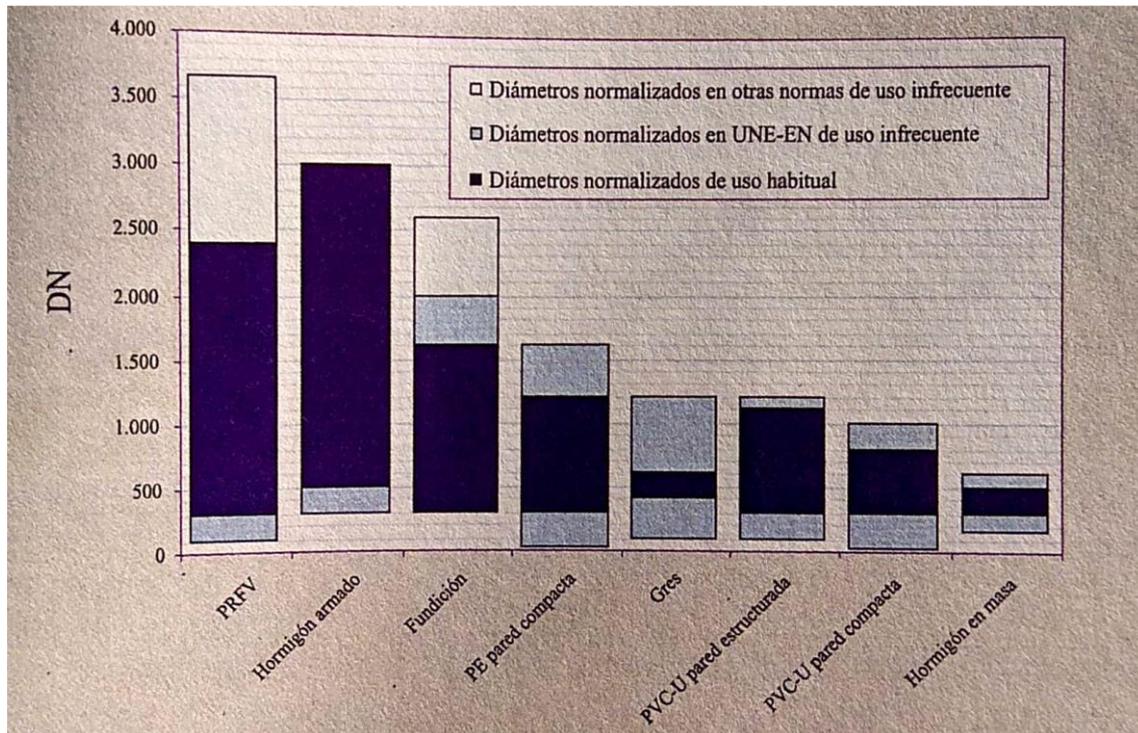


Ilustración 2. Diámetros clasificados según uso y norma s/Ref [3]

4.1.6 Caudales de aportación a la red.

En lo siguiente se desarrolla el cálculo de los caudales de aportación según su origen aplicando para ello la bibliografía de referencia, para poder realizar una comparativa entre varios métodos clásicos.

4.1.6.1 Caudales de Aguas Negras Urbanas

Para el cálculo de caudales de aguas negras urbanas, es necesario tanto un estudio de los vertidos como del origen del mismo, ya sea población o industria.

Para ello, se explica en lo siguiente las consideraciones tomadas por los autores estudiados.

4.1.6.1.1 Según Referencia [1]

Las principales aportaciones de agua en una determinada ciudad son: **vertidos domésticos, vertidos industriales, vertidos ecológicos y vertidos agrícolas** es por ello, por lo que como adelantábamos en una población es necesario **estimar la población y su dotación de agua**, como parámetros fundamentales del cálculo de los caudales de aguas negras.

El primer parámetro que definir es **la población y su evolución**, pues téngase en cuenta que los estudios deberán realizarse con un plazo horizonte de veinticinco años, siendo incluso recomendable diseñar a **cincuenta años**, para ello con las herramientas existentes podemos acudir al censo de población disponible en el Instituto Andaluz de Estadística.

- **Evolución de la Población**

Debe acudir a formulaciones estadísticas con grandes dispersiones, debiendo el técnico al final decidir para dotar a esta decisión de una base técnica, podemos acudir a modelos poblacionales basados en la estadística se establecen varios modelos que se presentarán en lo siguiente:

○ *Modelo Aritmético*

Considera un incremento constante de la población.

$$\frac{dP}{dt} = K_a$$

Donde:

P = población

t = tiempo

K_a = razón aritmética

Por lo que para un tiempo futuro t, la población da la siguiente población:

$$P = P_2 + \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} (t - t_2)$$

○ *Modelo Geométrico*

Consiste en considerar para iguales periodos de tiempo el mismo porcentaje de incrementos de la población.

$$\frac{dP}{dt} = K_g P$$

Por lo que la expresión es:

$$P = P_2 \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{\frac{t-t_2}{t_2-t_1}}$$

○ *Modelo de la tasa decreciente de crecimiento*

El crecimiento dado por el método anterior no se mantiene a largo plazo, sino que decrece, conforme la población se acerca al valor de saturación. Matemáticamente, este decrecimiento del porcentaje de incremento se traduce en una corrección del método geométrico.

$$\frac{dP}{dt} = K_a (S - P)$$

La ecuación que solamente deber ser usada para intervalos cortos de tiempo; es decir, sólo cuando estamos cerca del valor de saturación.

$$P_2 - P_1 = (S - P_1)[1 - e^{-K_a(t_2-t_1)}]$$

El valor de saturación tiene una gran importancia en los modelos poblacionales, ya que uno de los errores que se pueden cometer es que la población al final del periodo de estudio no disponga de espacio útil para ubicarse. Es por ello que para obtener la población de saturación sería necesario realizar un estudio de la población máxima que efectivamente puede albergar un sector urbanístico.

○ *Modelo de la curva logística*

Los tres modelos explicados anteriormente, se demuestra que son aptos para periodos no muy largos de tiempo. Para periodos mayores, la estimación no estará acorde de la realidad.

Este cuarto modelo es una síntesis de los anteriores. Está basado en el hecho observado de que al principio el crecimiento de la población es del tipo geométrico, pasando posteriormente a un crecimiento de valor constante, para después decaer el porcentaje de crecimiento hasta llegar al valor de saturación.

Para llegar a estos valores de saturación tal y como se ha explicado anteriormente es necesario tener sectores urbanísticos totalmente desarrollados sin posibilidad de crecimiento por lo que en España y en concreto en Andalucía estos sectores están habitualmente más delimitados, y los valores de

saturación pueden variar, es por ello, que se propone por este Trabajo de Fin de Máster utilizar valores de saturación poblacional acorde al desarrollo urbanístico planeado por los planes parciales o planes generales de ordenación.

Asimismo, en lo siguiente se desarrolla el método propuesto matemáticamente hablando.

El valor asintótico (de saturación), viene dada por la fórmula:

$$P = \frac{S}{1 + me^{bt}}$$

Para calcular estas constantes (m y b) se toman las poblaciones P_0 , P_1 y P_2 , en los tiempos equidistantes, donde P_2 suele tomarse como la población del último censo.

Donde las expresiones son:

$$S = \frac{2P_0P_1P_2 - P_1^2(P_0 + P_2)}{P_0P_2 - P_1^2}$$

$$m = \frac{S - P_0}{P_0}$$

$$b = \frac{1}{n} \ln \frac{P_0(S - P_1)}{P_1(S - P_0)}$$

Donde:

$$n = (t_2 - t_1) = (t_1 - t_0)$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación de la curva, se puede estimar la población en un tiempo t posterior a t_2 .

○ *Modelo de semejanza de poblaciones*

Este método es muy utilizado para estimar la población en periodos largos de tiempo. Consiste en considerar la evolución de ciudades de características similares a la de estudio, pero que hayan pasado por su estado de evolución demográfica.

Se ajustan las poblaciones similares con el mismo crecimiento demográfico y se hace una estimación.

Lo que requiere de un estudio de la población, y una gran base de datos de poblaciones que hayan pasado esta evolución.

○ *Modelo de Recomendaciones para proyectos de abastecimiento y saneamiento*

Se tomarán como base las poblaciones del último censo realizado y las de los censos de 10 y 20 años antes, considera de esta manera que evalúa correctamente el crecimiento demográfico, se calcularán las tasas de crecimiento anual acumulativo correspondientes a los intervalos entre cada uno de estos censos y el último realizado.

$$P_a = P_a - 10(1 + \beta)^{10}, \text{ deduciéndose } \beta$$

$$P_a = P_a - 20(1 + \gamma)^{20}, \text{ deduciéndose } \gamma$$

Como tasa de crecimiento aplicable se adoptará un valor

$$\alpha = \frac{2\beta + \gamma}{3}$$

Estimándose la población futura mediante el modelo:

$$P = P_a(1 + \alpha)^t$$

Siendo P_a , la población del último censo evaluado.

Al crecimiento obtenido por los modelos anteriores, que corresponde a la población habitual de la

población objeto de estudio, deberá añadirse el aumento estacional de población por razones turísticas, de mercado o de cualquier índole, véase como ejemplo la población de Mazagón en Almería, cuya población se multiplica por dos en los meses de verano.

- **Caudal de Aguas Residuales Domésticas**

Una vez estimada la población, el paso siguiente es hacer lo mismo con la dotación, que se define como el volumen medio diario de agua por cada habitante. Así, a partir de una población de cálculo y fijada la dotación, se obtendrá el consumo teórico necesario para una población.

Los caudales normales de abastecimiento son los establecidos en el cuadro siguiente:

Población en nº de habitantes	Consumos urbanos en l/h·día según uso				
	Doméstico	Industrias de la ciudad	Servicios municipales	Fugas de redes y varios	TOTAL
1 000	60	5	10	25	100
1 000 a 6 000	70	30	25	25	150
6 000 a 12 000	90	50	35	25	200
12 000 a 50 000	110	70	35	25	200
50 000 a 250 000	125	100	50	25	300
Más de 250 000	165	150	60	25	400

Tabla 1. Consumos urbanos s/Ref [1]

Los consumos de estas dotaciones están sometidos a variaciones estacionales diarias, durante la semana, y horaria según el intervalo del día. Se define así el coeficiente de punta o factor punta. Los valores normales del factor punta:

$C_p \geq 2.4$ para ciudades pequeñas, rústicas y residenciales (dentro de Andalucía son las más habituales, exceptuando las capitales de provincia o ciudades incluidas en el Sistema Polinuclear de Centros Regionales como ciudades principales según el POTA¹).

$1.8 \leq C_p \leq 2.4$ para ciudades mayores de 100 000 habitantes e industrialización media. (Aquí se incluirían todas las ciudades Andaluzas restantes, que no cumplen la primera condición). Cabe destacar que el grado de industrialización no queda claro en la referencia.

$1.4 \leq C_p \leq 1.8$ para ciudades mayores de 800 000 habitantes y fuertemente industrializadas (en Andalucía no hay ninguna ciudad que cumpla con ambas características).

También se toma del 15% al 18% de aumento como variación estacional.

Fórmulas ampliamente difundidas para establecer el caudal punta y mínimo, son:

$$Q_M = Q_m \left(1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \right)$$

$$Q_M = \frac{5Q_m}{P^{0.167}}$$

$$Q_M = Q_m \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

Siendo P, la población en miles de habitantes, Q_{\min} para caudal mínimo horario y Q_M el caudal punta horario y Q_m el caudal medio horario.

¹ POTA: Plan de Ordenación Territorial de Andalucía

La oscilación de caudales tiene una importancia grande en los núcleos turísticos, donde la evolución de caudales vertidos de invierno a verano, alcanzan cifras realmente sorprendentes.

Las necesidades de agua para esta población turística y sus instalaciones pueden quedar reflejadas en la tabla siguiente:

Tipo de Instalación	Consumo (l/plaza·día)
Hotel de Lujo	500
Hotel 1ª A	400
Hotel 1ª B	400
Hotel 2ª	300
Hotel 3ª	300
Pensión de lujo	300
Pensión 1ª	200
Pensión 2ª	200
Pensión 3ª	200
Apartamentos	400
Albergues y paradores de turismo	400
Campings	200
Casas de huéspedes	200
Alojamientos particulares	200
Casas de campo y bungalows	500

Tabla 2. Consumos de agua de población turística s/Ref. [1]

Para los vertidos de aguas negras se consideran los caudales suministrados, con las mismas puntas de suministro solicitado, según la referencia debe disminuirse esa punta en un 25% equivalente a pérdidas aportando además una excepción para núcleos de población muy pequeños donde no se aplica ese 25%.

Deberá prestarse atención individualizada a industrias puntuales ubicadas en pequeños núcleos.

En caso de viviendas y apartamentos, el caudal total a considerar será el de todos los aparatos funcionando simultáneamente multiplicado por un coeficiente de simultaneidad:

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{n-1}}$$

- **Caudal de Aguas Residuales Industriales**

Las cifras que se consideran como normales para zonas industriales son:

- Caudales en zonas industriales: 47 m³/h·día.
- Cálculo en zonas industriales (usos sanitarios personal): 30-95 l/h·día

No obstante, los vertidos, en cuanto a cantidad, son totalmente diferentes de unas industrias a otras y, por otro lado, dentro de los mismos tipos de industrias, varían considerablemente los caudales vertidos atendiendo a factores tales como:

- Productos y subproductos.
- Proceso adoptado.
- Recirculación de aguas para reutilización.
- Constitución de la red de alcantarillado, unitario separativo, etc..

Industria	Dotación (m ³ /d)	
	Por empleado	Por m ² de planta
Jabón, detergentes, cosméticos	2,0	7,8
Pinturas, barnices, lacados, esmaltes	3,2	11,5
Agricultura química	6,1	3,5
Productos químicos diversos	3,8	2,2
Refinerías de petróleos	14,5	1,8
Productos derivados del petróleo y del carbón	1,5	1,3
Curtido y acabado de pieles	2,8	8,4
Productos de vidrio	0,5	2,1
Cemento hidráulico	7,3	2,6
Ladrillo, rasillas	1,1	—
Alfarería	1,1	3,4
Yesos	7,9	0,1
Canterías	0,9	2,9
Asbestos abrasivos	3,2	5,6
Altos hornos, acero y laminación	2,5	0,1
Hierros y fundición del acero	1,4	5,8
Fundiciones secundarias, refinados	1,9	1,3
Metales no ferrosos	1,4	2,9
Fundición metales no ferrosos	0,5	3,5
Motores de vehículos y equipamientos	0,8	4,8
Aviones y sus componentes	0,4	2,1
Astilleros	0,4	1,0
Laboratorios de ingeniería y científicos	0,3	2,7

Ilustración 3. Dotación industrial s/Ref [1]

4.1.6.1.2 Según Referencia [2]

Desarrolla la metodología mediante la asimilación de dichos caudales a los de abastecimiento, ya que estos son **más fácilmente medibles puesto que son facturados**, esta propuesta es práctica en cuanto a la gestión de las instalaciones ya que implica que un control ya realizado se le saque la máxima productividad, además, propone que las leyes horarias de dichos caudales son semejantes.

La formulación que propone es la siguiente:

$$Q_m \left[\frac{l}{s} \right] = Q_m^d \left[\frac{l}{s} \right] + Q_m^i \left[\frac{l}{s} \right] = \frac{N \cdot D_d}{86400} + \frac{S_i \cdot D_i}{86.4}$$

Siendo:

- N: Número de habitantes
- D_d: Dotación de abastecimiento doméstica en [l/hab·dia]
- S_i: Superficie Industrial [Ha]
- D_i: Dotación de abastecimiento Industrial [m³/Ha·dia]
- Q_m^d: Caudal medio diario doméstico residual.
- Q_mⁱ: Caudal medio diario industrial residual.
- Q_m: Caudal medio diario total.

Al igual que en la publicación anterior, el análisis de los datos anteriores debe estar en función de las **tasas de crecimiento demográfico e industrial**, así como de las previsiones contenidas en los **planes de urbanismo** vigentes. Es por ello que el **modelo de crecimiento** que se debe adoptar es determinante para el cálculo de los caudales residuales, para ello, propone la hipótesis de considerar **totalmente desarrollado el plan de ordenación vigente**, lo que permitirá definir los valores máximos de estas variables.

Hay que tener en cuenta que también aconseja no marginar los modelos de crecimientos (como los

expuestos anteriormente en la referencia [1]), que de aplicarse deben basarse en los **datos estadísticos locales** disponibles.

Una vez hallado el caudal medio, el autor propone basándose en varias publicaciones a fecha de redacción del libro (1989), que las dotaciones de abastecimiento doméstica rondan **200-250 l/hab·dia** y las dotaciones industriales los **30-60 m³/ha·dia**, los valores industriales son meramente orientativos puesto que para Andalucía, podemos basarnos en [5] que clasifica las necesidades de agua dependiendo del tipo de industria para las demarcaciones hidrográficas intracomunitarias en Andalucía, que se detallan a continuación:

Tipo de central	Rango de dotación anual en hm ³ por cada 100MW potencia eléctrica instalada	
	Circuito de refrigeración cerrado	Circuito de refrigeración
Ciclo combinado	1,2-1,5	60-100
Carbón o Fuel	2,3-2,8	90-125
Termosolares	1,6-2,0	-

Tabla 3. Dotaciones de demanda para centrales de producción eléctrica. s/Ref. [5]

INE	Subsector	Dotación/empleado (m ³ /empleado/año)	Dotación/VAB (m ³ /1000 ?)
DA	Alimentación, bebidas y tabaco	470	13,3
DB+DC	Textil, confección, cuero y calzado	330	22,8
DD	Madera y corcho	66	2,6
DE	Papel; edición y artes gráficas	687	21,4
DG	Industria química	1.257	19,2
DH	Caucho y plástico	173	4,9
DI	Otros productos minerales no metálicos	95	2,3
DJ	Metalurgia y productos metálicos	563	16,5
DK	Maquinaria y equipo mecánico	33	1,6
DL	Equipo eléctrico, electrónico y óptico	34	0,6
DM	Fabricación de material de transporte	95	2,1
DN	Industrias manufactureras diversas	192	8,0

Tabla 4. Dotaciones de demanda para la industria manufacturera. s/Ref [5]

Una vez tenemos los caudales asociados a la dotación de abastecimiento y dado que los valores de los caudales de saneamiento varían a lo largo del día, tenemos que afectar los caudales medios anteriormente calculados por los llamados **coeficientes de punta** estos coeficientes son distintos según el origen del agua residual (doméstica o industrial), para el cálculo del colector utilizaremos **el caudal máximo para el año horizonte** previamente definido, el autor adopta para el cálculo del coeficiente de punta doméstico los valores de la Instrucción Francesa, siempre que no tengamos otro dato más preciso:

$$C_p^d = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m^d}}$$

$$C_p^i = 2 - 3$$

Siendo:

C_p^d : Coeficiente de punta doméstico de saneamiento.

C_p^i : Coeficiente de punta industrial de saneamiento.

Q_m^d : Caudal medio diario de aguas residuales domésticas en l/s.

Quedando final el **caudal de aguas residuales de cálculo Q_r** como:

$$Q_r = C_p^d Q_m^d + C_p^i \cdot Q_m^i$$

El autor realiza un apunte, y es que este caudal si bien no es determinante para la capacidad del colector que vendrá marcada casi con toda seguridad por el caudal de aguas pluviales, si que lo es para las **necesidades de autolimpieza** en los casos de **redes unitarias**, y será el que marcará la línea de pendiente mínima (condiciones mínimas de velocidad), así como los materiales que compongan los diferentes colectores.

4.1.6.1.3 Según Referencia [3]

Esta referencia, es la más moderna de las estudiadas (2007), por lo que se podrá ver una variación en los valores de referencia, si bien la metodología aplicada es muy parecida a la descrita anteriormente.

- **Dotaciones de cálculo**

Para el cálculo de los caudales de aguas residuales urbanas propone un primer acercamiento a los caudales al igual que Catalá, sobre las dotaciones de cálculo, haciendo hincapié en varios criterios:

En la referencia se define lo siguiente:

“Dotación doméstica: Se entiende por dotación doméstica el volumen medio diario de agua a suministrar por cada habitante para atender las necesidades domésticas y las comunes o de servicios públicos.”

A partir de esta definición, se apoya en que **la dotación doméstica** estará fijada en **cada proyecto particular** proponiendo que se deben tener en cuenta varios factores para este cálculo:

- *Nº de habitantes*
- *Nivel Socioeconómico*
- *Forma de urbanización y tamaño de la ciudad*
- *Importancia de las actividades industriales y comerciales en el interior del núcleo urbano.*
- *Condiciones climáticas*
- *Calidad del agua*
- *Régimen tarifario*
- *Estado de la red de abastecimiento y saneamiento.*

Aún así define los siguientes valores como razonables:

		Actividad industrial comercial								
		Alta			Media			Baja		
		1992	2002	2012	1992	2002	2012	1992	2002	2012
Población atendida	Menos de 10.000	260	270	280	230	240	250	200	210	220
	De 10.000 a 50.000	290	300	310	260	270	280	230	240	250
	De 20.000 a 250.000	340	350	360	290	310	330	260	280	300
	Más de 250.000	410	410	410	360	370	380	310	330	350

Tabla 5. Valores Orientativos de Dotaciones Domésticas. s/Ref [3]

Además de estos valores, realiza un apunte ya que es más realista expresar las dotaciones por vivienda y no por habitante, para ello se basa en las dotaciones aportadas por el Canal de Isabel II en Madrid, aportando la siguiente tabla:

Suelo urbano residencial			
Viviendas multifamiliares		Viviendas unifamiliares	
Tamaño S_v (m^2)	Dotación ($m^3/viv/día$)	Superficie parcela S_p (m^2)	Dotación ($m^3/viv/día$)
$S_v < 120$	0,90	$S_p < 200$	1,20
$120 < S_v < 180$	1,05	$200 < S_p < 400$	1,60
$S_v > 180$	1,20	$400 < S_p < 600$	2,00
		$600 < S_p < 800$	2,50
		$800 < S_p < 1.000$	3,00
Terciario, dotacional e industrial		Zonas verdes, comunes y públicas	
Superficie edificada (m^2)	Dotación ($l/m^2/día$)	Superficie riego S_r (ha)	Dotación ($m^3/ha/día$)
Cualquiera	8,64	$S_r < 3$	40
		$S_r > 3$	---

Tabla 6. Dotaciones de cálculo en el Canal de Isabel II. s/Ref [3]

La **dotación industrial** la entiende de la siguiente manera:

“Se entiende por dotación industrial al volumen medio diario de agua a suministrar para atender las necesidades de las actividades industriales”

Es habitual que estas necesidades apuntadas se establezcan según la superficie ocupada (como puede ser en polígonos industriales) o también pueden ser establecidas por empleados (como se puede ver en el desarrollo de la referencia 2).

Como dotación tipo según la tipología de industria aporta la siguiente tabla:

	Dotación bruta
<i>Refino petróleo</i>	14,8
<i>Química:</i>	
<i>Fabricación productos básicos, excepto farmacéuticos</i>	16,0
<i>Resto</i>	5,9
<i>Alimentación</i>	
<i>Industrias alcoholes, vinos y derivados harina</i>	0,5
<i>Resto</i>	7,5
<i>Papel</i>	
<i>Fabricación pasta papel, transformación y cartón</i>	20,3
<i>Artes gráficas y edición</i>	0,6
<i>Curtidos</i>	3,3
<i>Material de construcciones</i>	2,7
<i>Transformados de caucho</i>	1,8
<i>Textil</i>	
<i>Textil seco</i>	0,6
<i>Textil ramo agua</i>	9,2
<i>Transformaciones metálicas</i>	0,6
<i>Resto</i>	0,6

Tabla 7. Valores Orientativos de las dotaciones industriales, en m³/empleado/día. s/Ref [3]

En los casos en los que los usos no estén definidos, la publicación aporta una **dotación genérica** aplicable para **nuevos polígonos industriales** fijando el valor en **4 000 m³/ha/año**, esta dotación es **independiente de su actividad**.

La formulación aplicada por esta publicación para el cálculo de las aguas residuales se aplica según el sector a evaluar y su actividad.

En la formulación aplicada se distingue entre aguas domésticas, industriales y turísticas, sin embargo, en el desarrollo no se hace mención ninguna a las aguas turísticas por la publicación explícitamente.

a. Aguas Residuales Domésticas. QD.

$$QD_m^a = \frac{D_d \cdot P_a}{86\,400}$$

$$QD_m^h = \frac{D_d \cdot P_h}{86\,400}$$

con a D_d (Dotación de aguas domésticas), en l/hab/día.

$$QD_m^a = \frac{D_d \cdot V_a}{86\,400}$$

$$QD_m^h = \frac{D_d \cdot V_h}{86\,400}$$

con a D_d (Dotación de aguas domésticas), en m³/viv/día.

Siendo:

- P_a: población doméstica en el año actual (hab)
- P_h: población doméstica en año horizonte (hab)
- V_a: viviendas en año actual (uds)
- V_h: viviendas en año horizonte (uds)
- QD_m^a: caudal de aguas residuales domésticas medio en el año actual (l/s).
- QD_m^h: caudal de aguas residuales domésticas medio en el año horizonte (l/s).

En la publicación se establece que para el cálculo del caudal punta y del caudal mínimo, **cada proyecto** deberá establecer la formulación más adecuada para cada caso particular, esta afirmación implica que

no establece coeficientes de punta aproximados ni orientativos, en lugar de eso, hace referencia a la formulación aplicada por los diferentes autores.

Tabla 106. Fórmulas para el cálculo del caudal punta y mínimo de aguas residuales domésticas (elaborada a partir de los datos de Uralita, 2002)

	Fuente	Caudal punta QD_p (l/s)	Caudal mínimo QD_{min} (l/s)
Basadas en QD_m y en P_h	Giff (1945)	$QD_p = \frac{5}{P_h^{1/6}} QD_m$	$QD_{min} = \frac{P_h^{1/6}}{5} QD_m$
	Babit (1952)	$QD_p = \frac{5}{P_h^{0,20}} QD_m$	
	Stanley y Kaufman (1953)	$QD_p = (1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P_h}}) QD_m$	$QD_{min} = 0,50 QD_m$
	Fair and Geyer (1954)	$QD_p = (1 + \frac{18 + \sqrt{P_h}}{4 + \sqrt{P_h}}) QD_m$	
Basadas solo en QD_m	Catalá (1988)	$QD_p = (1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{QD_m}}) QD_m$	
	MOPU (1983)	$QD_p = (1,15 + \frac{2,575}{Q_m^{0,25}}) QD_m$	
	Confederación Hidrográfica del Norte (1995)	$QD_p = QD_m + 2,6 \times (QD_m)^{0,7}$ si $QD_m > 2$ l/s $QD_p = 5,5 \times (QD_m)^{0,2}$ si $QD_m < 2$ l/s	$QD_{min} = 0,50 QD_m$
	ASCE Manual nº 60	$QD_p = (3,687 \cdot QD_m^{-0,073}) QD_m$	
	Gaines (1989)	$QD_p = 2,18 \cdot QD_m^{-0,064}$	
	AEAS (1992)	$QD_p = K_h \cdot K_s \cdot K_{est} \cdot QD_m$ (K_h de 1,4 a 1,8; K_s de 2,03 a 1,10 y K_{est} de 1,35 a 1,45)	
	Canal de Isabel II (2005)	$QD_p = 1,6(\sqrt{QD_m} + QD_m) < 3 \cdot QD_m$	

Ilustración 4. Caudal Punta y Mínimo s/Ref [3]

b. Caudales de Aguas Residuales Industriales, QI

Para el cálculo de los caudales industriales se propone por la referencia la siguiente formulación:

$$QI_m^a = \frac{D_i \cdot E_a \cdot 1000}{a_i \cdot 3600}$$

$$QI_m^h = \frac{D_i \cdot E_h \cdot 1000}{a_i \cdot 3600}$$

Con D_i en m^3 /empleo/día.

$$QI_m^a = \frac{D_i \cdot S_a \cdot 1000}{b_i \cdot a_i \cdot 3600}$$

$$QI_m^h = \frac{D_i \cdot S_h \cdot 1000}{b_i \cdot a_i \cdot 3600}$$

Con D_i en m^3 /ha/año.

$$1.60 QI_m^h = QI_p^h \quad 1.60 QI_m^a = QI_p^a \quad \text{caudal punta}$$

$$0.25 QI_{min}^h = QI_{min}^h \quad 0.25 QI_{min}^a = QI_{min}^a \quad \text{caudal mínimo}$$

Siendo:

D_i = Dotación de aguas industriales (según formulación).

E_a = Empleos industriales en el año actual (hab)

E_h = Empleos industriales en el año horizonte (hab)

S_a = superficie ocupada por las industrias en el año actual (ha)

S_h = superficie ocupada por las industrias en el año horizonte (ha)

a_i = número de horas al día de trabajo en la industria

b_i = número de días al año de trabajo en la industria

QI_m^a = caudal de aguas residuales industriales medio en el año actual (l/s)

QI_m^h = caudal de aguas residuales industriales medio en el año horizonte (l/s)

QI_p^a = caudal de aguas residuales industriales punta en el año actual (l/s)

QI_p^h = caudal de aguas residuales industriales punta en el horizonte (l/s)

QI_{min}^a = caudal de aguas residuales industriales mínimo en el año actual (l/s)

QI_{min}^h = caudal de aguas residuales industriales mínimo en el año horizonte (l/s)

4.1.6.2 Caudales de Aguas Pluviales

Para el cálculo de caudales de aguas pluviales, se realizará al igual que para el cálculo de aguas residuales, un desarrollo resumido de la metodología aplicada por las referencias que se ha considerado como de referencia en el país, para ello, se explican como cada una de las referencias calculan la lluvia de diseño, el periodo de retorno y la transformación en caudales asociados a estos parámetros principales.

4.1.6.2.1 Según Referencia [1]

Para el cálculo de los caudales de lluvia, así como los de drenaje, propone utilizar la siguiente metodología.

1. Cálculo de la lluvia de proyecto

La lluvia de proyecto es la variable más importante para el cálculo de caudales pluviales, para ello, el autor afirma que uno de los factores prioritarios es el conocimiento de las lluvias de la zona, lo que implica que para llevar a cabo el cálculo de la intensidad de lluvia de proyecto, deberá disponerse de datos del observatorio más próximo, en caso contrario, hay que inferir los resultados de otras estaciones, lo más cercanas posibles.

Para este cálculo, el autor de la referencia afirma que, **en poblaciones rurales**, es aconsejable adoptar caudales que puedan ser rebasados varias veces al año, para ello define unos criterios de periodos de retorno distintos que el de las grandes poblaciones, dado el valor del suelo, sin embargo, en la actualidad este criterio puede originar una deficiencia en la seguridad ciudadana ante sus instalaciones municipales que no se acepta, aun así, se desarrolla un resumen del criterio a adoptar según esta referencia.

Para ramales cortos, propone que las lluvias de cálculo sean los aguaceros breves y violentos, sin embargo, para los de gran longitud, son los aguaceros más largos y pausados los más desfavorables.

Para el cálculo de toda la red es preciso recurrir a lo que se llama serie de lluvias equivalentes, o series de aguaceros de diferente duración, que en un año han sido observados con igual **frecuencia**, ya que estos aguaceros están asociados siempre a un periodo.

Las lluvias registradas por los pluviógrafos se dividen en chubascos de 0 a 5, de 5 a 10, de 10 a 15,

etc., minutos de duración.

Los datos que se manejan normalmente son intensidades de lluvias diarias, el paso de éstas a la intensidad, de aguacero se realiza mediante las curvas de intensidad-duración.

$$\frac{I}{I_d} = \left(\frac{I_h}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1} - D^{0.1}}{0.4}}$$

Las curvas son función del **parámetro I_h/I_d** , que es **característico de cada lugar** y que representa la relación de la intensidad horaria a la diaria del mismo **periodo de retorno**.

Siendo:

I intensidad media correspondiente al intervalo de duración D deseado.

I_d intensidad media de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado y a un intervalo de tiempo de t horas, en mm/h.

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

P_d precipitación total diaria correspondiente al periodo de retorno correspondiente.

I_h/I_d cociente entre intensidad horaria y diaria.

D duración del intervalo de I, en horas.

La adopción de una mayor o menor lluvia se manifiesta en el concepto de periodo de retorno. El periodo de retorno de un suceso se define como el tiempo que, como promedio, separa a las diferentes repeticiones de una determinada lluvia.

Uno de los aportes de la referencia, se refiere a los valores orientativos de los periodos de retorno, para ello, el criterio que usa el autor, es diferenciar tanto en tipología de colectores de cálculo (diferencia los emisarios y colectores principales de los demás ramales) y en la riqueza del suelo, pero siempre hablando en términos urbanísticos y de patrimonio, como podemos ver en la siguiente enumeración:

- Para emisarios y colectores principales: 25 años.
- Para zonas de alto valor del suelo (zonas históricas, zonas comerciales en centros urbanos, etc...): 10-20 años.
- Para zonas de riqueza media del suelo (zonas de residencia habitual): 5-10 años.
- Para zonas de riqueza baja del suelo (baja densidad demográfica, residencias aisladas, parques): 2 años

Para España, recomienda, el cálculo de la lluvia de proyecto, según el método indirecto, siendo más habitual en la actualidad el cálculo mediante el método hidrometeorológico. Se define el método de la siguiente manera:

$$I = C_1 \cdot n^{c_2} \cdot t^{c_3}$$

Tabla 3-4. COEFICIENTES PARA DETERMINACION DE LA INTENSIDAD DE LLUVIA (ELABORACION PROPIA)

Intensidad horaria mm/h	Precipitaciones en 24 horas mm	C ₁		C ₂	C ₃
		valor máximo	valor tipo		
20-30	40	90	42	0,44	-0,51
20-30	50	95	44	0,42	-0,52
20-30	60	95	44	0,42	-0,50
20-30	70	100	46	0,40	-0,52
30-40	60	105	48	0,44	-0,50
30-40	70	110	51	0,44	-0,50
30-40	80	120	55	0,42	-0,51
30-40	90	120	55	0,42	-0,50
30-40	100	130	60	0,42	-0,52
40-50	90	140	64	0,44	-0,50
40-50	100	145	67	0,42	-0,50
40-50	110	150	69	0,42	-0,50
40-50	120	155	71	0,40	-0,50
50-60	110	170	78	0,44	-0,50
50-60	120	175	80	0,44	-0,51
50-60	130	180	83	0,42	-0,51
50-60	140	200	92	0,42	-0,52
60-70	130	200	92	0,44	-0,52
60-70	140	205	94	0,42	-0,52
60-70	150	210	110	0,42	-0,54
70-80	160	230	106	0,44	-0,50
70-80	170	235	108	0,42	-0,50
70-80	180	240	110	0,42	-0,50

n= período de retorno de una lluvia de una intensidad dada.
t= tiempo de duración del aguacero en minutos.
I= intensidad en mm/hora.

Ilustración 5. Coeficientes método Indirecto s/Ref [1]

2. Cálculo de Coeficientes Correctores

Los coeficientes correctores que evalúa la referencia son los **coeficientes de escorrentía, retraso y de forma del terreno**.

La evaluación de estos que realiza el autor, apoyándose para ello en múltiples autores, es la siguiente:

a. Coeficiente de Escorrentía

Se define por la referencia el coeficiente de escorrentía de la siguiente manera:

“...El caudal que discurre por la superficie frente al caudal total precipitado”.

Es decir, la formulación del coeficiente de escorrentía es la siguiente:

$$\varphi = \frac{Q_E}{Q_T}$$

Siendo Q_E el caudal de escorrentía y Q_T el caudal total.

Este coeficiente, viene dado por la zona urbana y los materiales de la superficie a la que corresponde.

Zonificación	Coeficiente de Escorrentía
Edificación Cerrada	0.80
Edificación Abierta	0.60
Edificación Unifamiliar	0.40

Comercial	0.50
Industrial	0.50
Verdes	0.10
Remodelación	0.40
Especial	0.15

Tabla 8. Coeficiente de Escorrentía s/Ref. [1]

Para el cálculo del coeficiente de escorrentía en sectores con varias tipologías, se propone realizar una media ponderada según el área de los coeficientes asociados.

Dado que la capacidad de infiltración de un suelo va variando con el tiempo, se puede utilizar la fórmula de Horton para el cálculo de la curva de capacidad.

$$f = f_c + (f_0 + f_c)^{-kt}$$

Siendo f la capacidad de infiltración para un tiempo t y k un coeficiente que dependerá del tipo de suelo y tiempo de la lluvia de estudio.

Siendo f_c el valor de la capacidad, estando el suelo saturado.

Para el cálculo de estos valores, se recomienda acudir a publicaciones donde se nos de una orientación de los valores de k a adoptar.

b. Coeficiente de Retraso

El coeficiente de retraso se aplica para cuantificar el efecto según el cual, una vez cesa la precipitación se sigue teniendo aportación de caudales en algunos puntos de la red (alcantarillas largas²). Este efecto puede provocar que el caudal máximo adoptado en la red sea mayor al real, por lo que es necesario tenerlo en cuenta **en grandes redes de alcantarillado**, el autor lo recomienda para esta tipología, sin embargo, puede ser más importante en núcleos urbanísticos disgregados con una red de alcantarillado conectada debido a la gran distancia que los separa.

Se considera el coeficiente de retraso como la **relación entre el caudal máximo efectivo y el caudal máximo teórico**.

Este coeficiente tiene una complejidad para estimarlo previo al cálculo y es que la formulación del mismo está basada en fórmulas empíricas derivadas de las observaciones locales.

Como se va a desarrollar en lo siguiente, hay una gran variabilidad de formulaciones para este cálculo.

- *Fórmula de Burkli*

$$K = 0.5N^4\sqrt{I/S}$$

S = Superficie en hectáreas a evacuar.

I = pendiente, en milésimas

N = cantidad de agua llovida

- *Fórmula Alemana*

$$K = \frac{1}{S^{1/n}}$$

S = Superficie en hectáreas.

El valor del radical n , vendrá en función de la forma de la cuenca, siendo 4 para cuencas alargadas y de escasa pendiente, 5 ó 6 de forma normal y pendientes medias; y llegar a 8 para cuencas radiales y

² Término acuñado por el autor para referirse a aportaciones a la red principal que vienen desfasadas en el tiempo debido a la topografía del terreno o a la tipología urbanística de la ciudad

fuertes pendientes.

También puede emplearse otra fórmula irracional que enlaza **K con la longitud de la canalización**, pero esta formulación puede **desvirtuar los resultados** ya que **no pueden ser aplicadas para cualquier alcantarillado**.

- *Método Gráfico*

Consiste en la determinación del coeficiente de retraso mediante la construcción de los paralelogramos de retraso para cada alcantarillado, una vez construido estos paralelogramos, estos se superponen formando el general de la red.

Para utilizar este método se comienza aguas arriba y se van calculando caudales aportados según tiempo, creando de esta forma una figura que nos da el caudal efectivo real de la red en cuestión.

Este método es válido para **una lluvia determinada**, si adoptamos el método, habría que realizarlo varias veces para lluvias distintas.

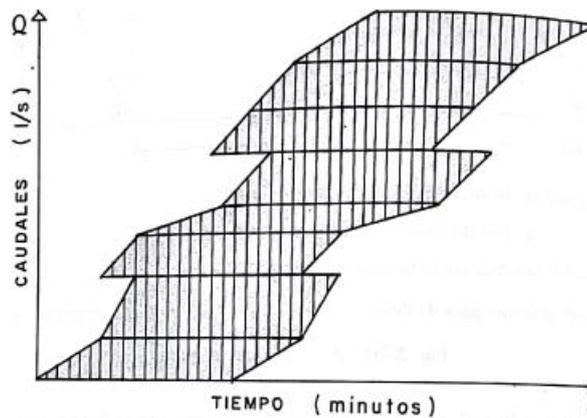


Ilustración 6. Ejemplo de Curvas de Desagüe en Tramos Parciales para un Punto de Salida

Es importante recalcar, que para este método es necesario tanto la longitud de cada uno de los colectores como la velocidad del agua, para de esta manera poder calcular el tiempo de recorrido de la lluvia.

- *Método de las Isocronas*

Este método consta de líneas a partir de las cuales el tiempo en alcanzar una gota de agua es de un mismo periodo.

Con estas líneas, nos permite ir calculando por suma de áreas, los caudales en determinados puntos de la red.

Estos caudales se representan en un gráfico donde se ve en un punto los caudales asociadas a cada intensidad de lluvia, calculando así los caudales de diseño.

Estos dos últimos métodos no calculan el coeficiente de retraso, sino, directamente calculan el caudal efectivo de la red.

- *Método Simplificado*

Con resultados adecuados **a nivel de anteproyecto**, sería el siguiente según la referencia:

Se considera el tiempo máximo de recorrido en la red de saneamiento a estudiar. Con este tiempo de recorrido se determina la intensidad de lluvia.

Se considera que el tiempo de recorrido es igual al tiempo de duración del aguacero, por lo que **no habría retraso**.

Se adopta como caudal máximo $Q_{\text{máx}} = S_T \cdot \varphi_F \cdot I_{Tr} \cdot 1.2$, siendo **1.2 un coeficiente a introducir**.

El autor propone utilizar este método para **aproximar el caudal, determinar la sección y velocidad de circulación**. De esta forma con estos datos se elige **para afinar el cálculo cualquiera de los dos métodos anteriores**, con los que ya **no existe la indeterminación de v**.

- *Método de Caquot*

$$Q = KC^a J^b A^c$$

Siendo Q el caudal máximo [l/s], C el coeficiente de escorrentía, A la superficie de la cuenca [ha], J la pendiente media de la cuenca considerada y L la longitud de la cuenca.

K, a, b y c son constantes numéricas, que para la **región de París** valen:

$$K=1.34$$

$$a=1.17$$

$$b=0.30$$

$$c=0.75$$

Esta fórmula es válida cuando se cumple la condición:

$$\frac{L}{\sqrt{A}} \leq 2$$

En caso contrario, se aplica un coeficiente corrector:

$$C_R = \left(\frac{4A}{L^2} \right)^{0.3}$$

Esta fórmula da unos valores muy inferiores a los asociados a España, pero es un modelo válido si se realiza un ajuste de las constantes para cada lugar de aplicación.

c. Coeficiente de Forma del Terreno

Para rebajar los valores deducidos según lo anterior, **en cuencas grandes** se aplica un coeficiente de reducción, dos formulaciones válidas según el autor, con sus apreciaciones, son:

$$C_f = 1 - 0.004\sqrt{L} \text{ (Coeficiente de Fröhling)}$$

Siendo L la distancia del punto considerado de cálculo al centro de gravedad de la cuenca total que por él desagua.

$$K = \frac{15+D}{15+5D} \text{ (Coeficiente de D'Haene)}$$

Siendo D la longitud de la cuenca.

3. **Cálculo de Caudal de las Aguas de lluvia**

Para el cálculo del caudal de las aguas de lluvia, es decir, en lo que se transforma la intensidad de lluvia de proyecto, el autor propone primero realizar el estudio de las áreas vertientes y luego aplicar los coeficientes correctores para el cálculo del caudal de proyecto (es asimilable al método racional).

a. Áreas Vertientes

Una vez diseñado el trazado del alcantarillado, se procede al estudio de áreas vertientes que, en unión del de caudales de aguas a recibir, permitan realizar el cálculo hidráulico de secciones.

En caso de no disponer de una definición correcta de vertidos, estas superficies se determinan trazando las bisectrices desde cada encuentro de alcantarillas, en forma análoga a lo prescrito para el estudio de las redes de agua, y limitando las superficies servidas por cada ramal, con una línea trazada en la mitad de cada manzana. El polígono formado por las diagonales y las líneas medias entre calles de la

superficie, que teóricamente recoge directamente cada ramal de alcantarilla, da dichas superficies.

Y ello tanto para los caudales de aguas negras de la población alojada, también teóricamente en dicho polígono, como para los de aguas de lluvia.

Se determinará el coeficiente de escorrentía adoptado en cada sector, que variará según la densidad de edificación, clase de pavimento, etc..., en definitiva, según los usos del suelo asignados a dicho sector.

El caudal que circula por cada tramo de alcantarilla se compone del de aguas negras y el de lluvias recibidas directamente por el ramal y el que recibe por el extremo superior de la alcantarilla, aguas arriba. (Red Unitaria).

Cuando se trata de cálculos de **redes de colectores a prever en las expansiones de ciudades**, el sistema de **cálculo varía algo para hacer entrar en juego el retraso**, si es preciso, y porque en los cálculos no hay que prever, de momento, nada más que los colectores. **Y estos con pendientes aproximadas, pues en general, no suelen estar hechas las calles ni estudiadas siquiera las rasantes definitivas** de las mismas.

El estudio de las áreas vertientes es muy importante para la determinación de las secciones de los colectores, ya que nos marcarán las aportaciones y los tiempos de recorrido de los aguaceros.

b. Caudal de Aguas de Lluvia

Una vez definidos todos los parámetros anteriores, podemos calcular el caudal a evacuar de diseño Q_p [l/s]:

$$Q_p = \varphi \cdot I \cdot S$$

Siendo:

φ = Coeficiente de **escorrentía medio**

I = Intensidad de lluvia [l/s·ha] correspondiente a la **máxima precipitación** para un **periodo de retorno dado**, y la duración correspondiente al **tiempo de concentración T_c** .

S = Superficie de las zonas afluentes al punto considerado, en hectáreas.

El tiempo de concentración no coincide obligatoriamente con el tiempo que tarda el agua caída en el lugar más alejado de la cuenca, en alcanzar el punto en el que se desea calcular el caudal; pues puede suceder que el máximo caudal se dé antes, cuando la intensidad de lluvia es superior, aunque la zona efluente no sea la totalidad de la cuenca.

El tiempo de concentración, es igual al tiempo de escorrentía más el tiempo de recorrido.

El **tiempo de escorrentía** Aurelio Hernández Muñoz, **propone que, para redes de saneamiento, varía de 2 minutos a 20 minutos**, siendo frecuente adoptar valores **del orden de los 5 minutos en zonas urbanas y de 10 minutos en zonas semiurbanas**.

A falta de otros estudios, puede calcularse t_e , en horas aplicando la ecuación:

$$t_e = 0.3L^{0.76}P^{-0.19}$$

L = Longitud de recorrido superficial en km.

p = pendiente.

El tiempo de recorrido, dependerá de las condiciones hidráulicas de los colectores.

Es habitual realizar una suposición de velocidad, y comprobar que se cumplen esas condiciones, es por ello, que este cálculo resulta finalmente un **cálculo iterativo** hasta llegar a converger a una solución.

Una vez calculado los tiempos, se aplican todos los coeficientes de retraso y de forma a este caudal para dar con el caudal de diseño.

c. Caudal de Aguas de Drenaje

Para determinar este caudal sería preciso efectuar estudios de infiltración análogos a los necesarios para calcular los drenajes de los terrenos, por lo que es de difícil cálculo.

Si hay que proceder a drenajes serios, no debe contarse con las alcantarillas, sino establecer un sistema independiente. Sin embargo, si los drenajes son de menor importancia, puede aprovecharse a la construcción de las alcantarillas para disponer drenes laterales para una reducción del nivel de las capas freáticas.

En colectores y alcantarillas, debe tenerse en cuenta la inevitable presencia de aguas de infiltración y conexiones incontroladas que constituyen un caudal adicional que hay que tener en cuenta en el cálculo, realizando estimaciones de elementos similares en los que tengamos cálculo.

De las referencias estudiadas en el presente trabajo, es de destacar, que la alusión a los caudales de aguas de drenaje solo se ha tratado por esta publicación.

4.1.6.2.2 Según Referencia [2]

Para el cálculo de caudales pluviales, el autor hace referencia a **dos tipos de lluvias**, puesto que dependiendo del tipo de lluvia pueden ser más o menos representativas dentro del cálculo, estas serán las lluvias de corta y de larga duración cuyas características se desarrollarán en apartados posteriores.

A efectos de **dimensionamiento hidráulico** de los colectores de aguas pluviales, solamente se suelen considerar las lluvias que se producen sobre las ciudades de manera ininterrumpida y alta intensidad, sin embargo, desde el punto de vista de la cantidad de agua recogida suelen ser más desfavorables las lluvias de larga duración y baja intensidad.

Las lluvias habituales de cálculo son las de corta duración y alta intensidad, con tiempo de duración **menor de dos horas**, y las lluvias de larga duración con menor intensidad son aquellas que van desde las 2 horas hasta las 72 horas de duración.

Para el cálculo del caudal de pluviales, se estudian lluvias concretas, donde se sacan del Pluviograma, el Hietograma y la curva Intensidad-Duración, de una serie suficientemente larga es de donde obtenemos las llamadas curvas IDF de esa estación.

1. Intensidad de lluvia

Si en un pluviógrafo se designa con h la altura de agua acumulada, es posible obtener la curva $h(t)$, siendo esta curva el **pluviograma** de la lluvia. Así, se representa una lluvia que comienza en $t=t_i$ y finaliza en $t = t_f$.

Recibe el nombre de **Intensidad Media** de una lluvia durante un intervalo, el cociente entre el incremento de altura de agua producido durante este periodo de tiempo y de dicho periodo.

De donde obtenemos:

$$I_{t,t+\Delta t} = \frac{h(t+\Delta t) - h(t)}{\Delta t} : \text{Intensidad Media de Lluvia.}$$

$$I_{t_0} = \left(\frac{dh(t)}{dt} \right)_{t=t_0} : \text{Intensidad Instantánea.}$$

De esta manera se calcula la intensidad de la lluvia a partir de los datos de estación (se usarán estaciones colindantes a la zona de estudio, o en casos particulares, habrá que interpolarse los datos de varias estaciones para obtener estos datos).

2. Hietograma

La función $I_t = \frac{dh(t)}{dt}$, se le nombra **Hietograma** de la lluvia, es habitual representarlo en bloques de 10 minutos, de esta manera podemos hacernos una idea de cómo varía la lluvia durante el tiempo, en caso de no tenerlo, debe fijarse un intervalo de tiempo y dividir la lluvia en dicho intervalo, es habitual usar el método de los bloques alternos, que se ilustra en la siguiente imagen.

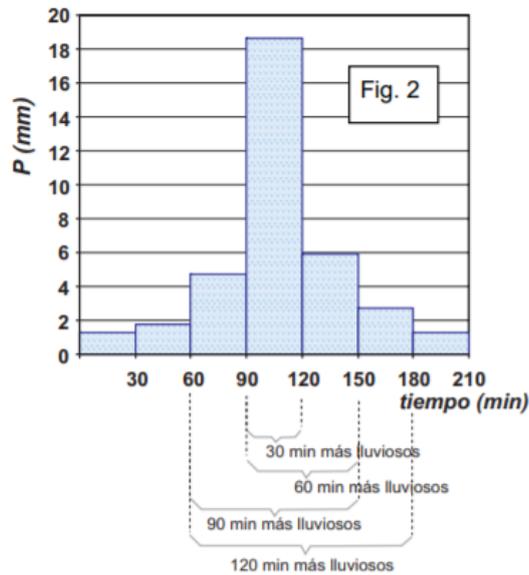


Ilustración 7. Método de bloques alternos de 30 min. s/Ref. [6]

3. Función Intensidad-Duración

A partir del Hietograma construido en un punto para una lluvia dada, se puede obtener la función Intensidad Media Máxima-Duración de dicha lluvia.

Con esta función siempre que se fije un intervalo de referencia se puede obtener la Intensidad Media Máxima durante el intervalo de referencia.

A partir de esto, obteniendo las n precipitaciones registradas en una estación pluviométrica determinada durante el año a de referencia, si se obtiene la máxima precipitación en el año del intervalo de referencia adoptado se calcula **intensidad media máxima anual**.

4. Periodo de Retorno

Disponiendo de los registros pluviométricos de una determinada estación correspondiente a un periodo de N años asociadas a las intensidades medias máximas correspondientes a cada uno de estos N años.

Si ordenamos los términos por orden creciente de valor, la probabilidad (p) de que una de estas lluvias se presente es de:

$$F = \frac{N - p + 1}{N}$$

Siendo F la frecuencia asociada a la probabilidad.

Por lo tanto, la inversa de esta frecuencia recibe el nombre de **periodo de retorno (T)**.

$$T = \frac{N}{N - p + 1}$$

A partir del periodo de retorno, se obtiene la probabilidad de que la lluvia no aparezca en un año:

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

Por lo tanto, la probabilidad de que la lluvia no se presente en m años será:

$$Q = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^m$$

La probabilidad de que la lluvia aparezca una o más veces en m años será:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^m$$

Siendo **m** el tiempo de funcionamiento sin fallos y el **riesgo de fallo R**.

Se define como tiempo de funcionamiento, el tiempo a partir del cual debemos considerar la probabilidad de que ocurra un suceso (en este caso una lluvia) con una probabilidad dada.

Se define como riesgo de fallo a la probabilidad de que ocurra un suceso en el tiempo de funcionamiento.

5. Método de Gumbel

La Ley de Gumbel es el modelo aceptado en distribuciones de variables aleatorias que sean extremos (máximos o mínimos) de un fenómeno temporal.

La función de distribución de la variable aleatoria ξ , con distribución de Gumbel.

$$F(x) = \text{prob}(\xi \leq x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}}$$

Siendo x el valor de la variable y α y u parámetros que deben ajustarse en cada caso.

Mediante este método podemos pasar de Intensidades Medias Máximas **anuales** a Intensidades Medias Máximas correspondiente a cada **periodo de retorno**.

Hay que tener en cuenta que:

$$\alpha = \frac{\sigma^*}{\sigma}; u = \bar{x} - \frac{\bar{y}\sigma}{\sigma^*}$$

Estos valores dependerán de los valores de N , siendo N el número de elementos de la serie de lluvias así como de las lluvias registradas asociadas a tiempos determinados.

Sabiendo esto y la formulación del **periodo de retorno**, podemos obtener que:

$$T(x) = \left[1 - e^{-e^{-\alpha(x-u)}}\right]^{-1}$$

Lo que permite fijando el valor de $T(x)$, obtener el correspondiente valor de x , por lo que se calcula la intensidad media máxima asociada.

6. Funciones de Intensidad-Duración-Frecuencia

A partir de las ecuaciones y explicaciones contenidas en los apartados anteriores podemos obtener una familia de curvas IDF de una estación determinada, para lo cual debemos realizar las siguientes operaciones:

1. Considerar todas las precipitaciones registradas a lo largo de un gran número de años.
2. Clasificar estas precipitaciones en base a diferentes intervalos de referencia.
3. Obtener, para cada intervalo de referencia, la serie anual de Intensidades Medias Máximas Anuales.
4. Relacionar por el método de Gumbel, para cada intervalo de referencia, la serie anual de Intensidades Medias Máximas, con el periodo de retorno.
5. Agrupar todas las correlaciones anteriores definiendo la familia de curvas IDF de la estación.

Las curvas IDF constituyen la información óptima desde el punto de vista pluviométrico, para el dimensionamiento hidráulico de los colectores de aguas pluviales.

Si bien tiene una cierta complejidad el recabar la información requerida para su desarrollo, por lo que existen varios estudios que dan parámetros generales para el cálculo de las Intensidades Medias Máximas en función del intervalo de referencia y del periodo de retorno.

De las fórmulas establecidas basadas en esta metodología, una gran parte de ellas responden a la siguiente fórmula:

$$\bar{I}_M = \alpha [(\Delta t)^\beta + \gamma]^\delta F(T, \Delta t)$$

Siendo F la función de frecuencia, y los demás parámetros a determinar.

Aquí se dejan varias opciones de algunos autores:

FORMULA	F(T, Δt)	β	γ	δ
Talbot	1	1	-	-1
Montana	1	-	0	-
Keiffer-Chu	1	-	-	-1

Tabla 9. Parámetros de fórmula de Intensidad Media Máxima s/Ref [2]

En la referencia bibliográfica que se desarrolla en el presente apartado podemos encontrar varios ejemplos de curvas IDF obtenidas por distintos métodos, así como de larga y corta duración.

7. Isoyetas máximas

Recibe el nombre de isoyeta el lugar geométrico de los puntos que reciben la misma precipitación para un intervalo de referencia y un periodo de retorno definido.

Es por ello, que un mapa de isoyetas define correctamente la distribución espacial de la lluvia, de esto se hablará más adelante en el presente trabajo, con los coeficientes de desigual reparto espacial de la lluvia.

Es a partir de la distribución de estos coeficientes en la cuenca como se define el mapa de isoyetas, siempre que no haya una red de pluviógrafos en la cuenca de estudio que permitan ajustar los coeficientes.

8. Funciones IDF para lluvias de corta duración

Siendo riguroso, las funciones IDF no son extrapolables ni siquiera a estaciones pluviométricas muy cercanas a aquella para la que está construida.

Dada la información pluviométrica disponible en la fecha de publicación de la referencia (1992) desarrollada, se exponen diferentes métodos para la obtención de Intensidades Medias Máximas correspondientes a diferentes intervalos de referencia a partir de los valores correspondientes a intervalos de 1 h o de 24 h.

Para este cálculo tenemos:

- *Método de Nadal*

El ingeniero Jaime Nadal Aixalá, propuso la relación:

$$\bar{I}_{\Delta t} = 9.25 \bar{I}_{60} (\Delta t)^{-0.55}$$

Las características más importantes de esta propuesta son las siguientes:

- De aplicación para toda España.
- Aplicable a lluvias de corta y larga duración.
- No hace mención expresa al periodo de retorno.**

Toda la formulación se basa en el intervalo de referencia de 60 minutos.

- *Método de la Dirección General de Carreteras*

La propuesta a fecha de redacción de la referencia (1992) desarrollada es la siguiente:

$$\frac{\bar{I}_{\Delta t}}{\bar{I}_{1440}} = \left(\frac{\bar{I}_{60}}{\bar{I}_{1440}} \right)^{\frac{28^{0.1} - 60^{-0.1} (\Delta t)^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

Siendo \bar{I}_{1440} la intensidad media máxima para un intervalo de 24 horas. Teniendo el resto de variables el mismo significado que en la fórmula de Nadal.

Este método admite que el valor de $\frac{\bar{I}_{60}}{\bar{I}_{1440}}$ sea característico de cada estación pluviométrica e **independiente del periodo de retorno**, siempre y cuando \bar{I}_{60} y \bar{I}_{1440} se hayan obtenido para un mismo valor del periodo de retorno.

Las publicaciones de la DGC dan valores de este coeficiente según la localización, lo que nos permite el cálculo de $\bar{I}_{\Delta t}$ que es el objetivo de cálculo.

- *Método de F. Elías Castillo*

Francisco Elías Castillo y Luis Ruiz Beltrán proponen un método basado en gráficos donde divide la Península en dos **zonas A y B, que se distinguen por su régimen de lluvias**, y propone curvas Intensidad Duración para **lluvias de corta duración**, en el caso de las **lluvias de larga duración** no proponen dos familias de curvas (A y B) sino proponen **una familia para toda España**, en los periodos de referencia.

En cuanto a la comparativa entre los tres métodos, el autor realiza un mapa en el que desarrolla los ajustes recomendados según que zona de España estemos estudiando, se puede ver que Andalucía está mejor ajustada por el método de Nadal para intervalos de referencia menores de una hora (lluvias cortas).

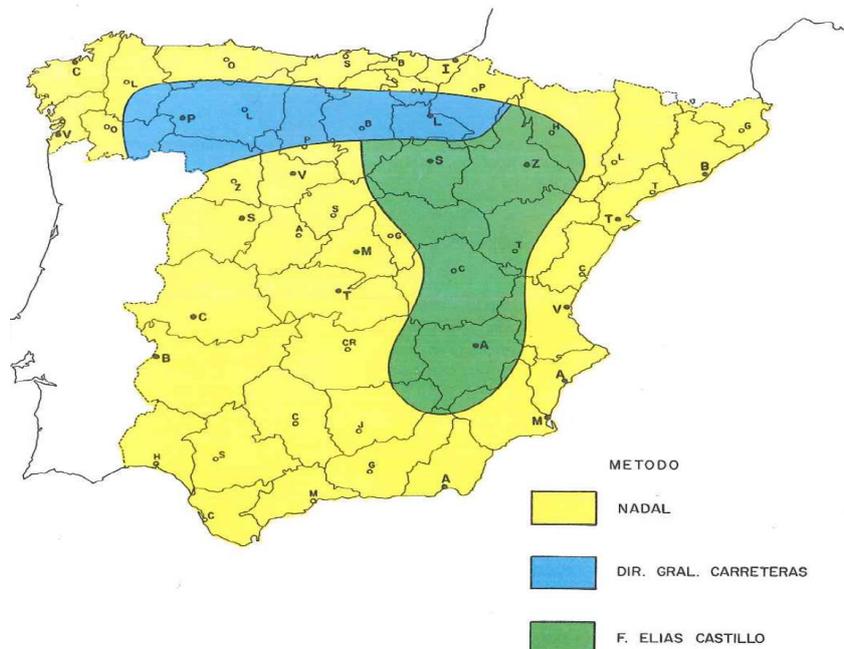


Ilustración 8. Ajustes para intervalos de referencia menores de una hora s/Ref [2]

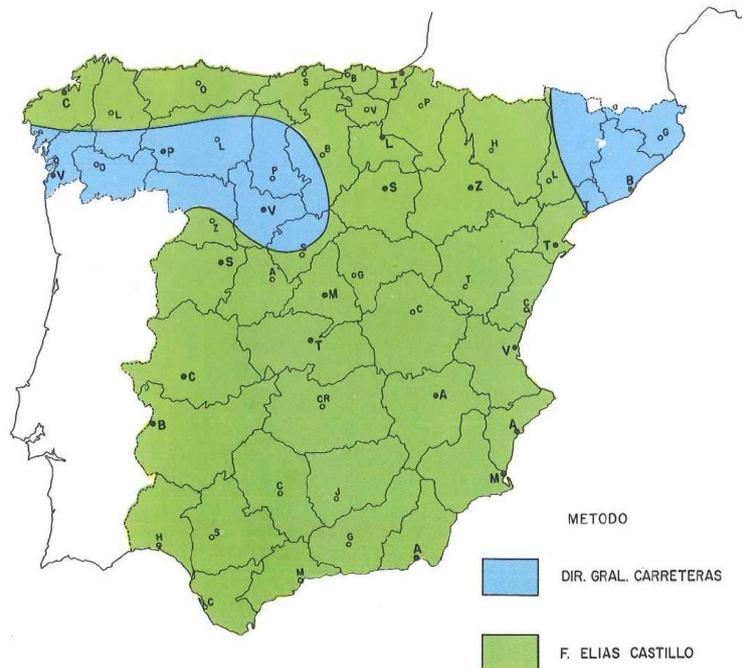


Ilustración 9. Ajustes para intervalos de referencia entre una y dos horas s/Ref. [2]

Asimismo, **para lluvias de larga duración**, el autor propone que exceptuando la ciudad de Vigo (es uno de los puntos de control en los que se basa el estudio) **el método de F. Elías Castillo es el que proporciona mejor ajuste, incluyendo a Andalucía.**

9. Lluvia de Proyecto

Para la determinación de la lluvia de proyecto se propone usar las funciones IDF asociadas a la estación pluviométrica más cercana a la cuenca de estudio, esta lluvia implica que para cada intervalo de referencia proporciona la Intensidad Media Máxima, por lo que es evidentemente ficticia ya que no se encuentra exactamente en el punto de estudio.

Para la elección de la curva tenemos que determinar una serie de parámetros para los cuales la referencia [2] da unos criterios que se desarrollan en lo siguiente:

- **Elección del Periodo de Retorno:** Para considerar el periodo de retorno se determina a partir de los **valores estimados** para el número de años de funcionamiento sin fallos y riesgo de fallo.

Este par de valores, si adoptamos un riesgo de fallo de 0.10, para un periodo de 10 años (probabilidad de 90%) obtenemos para ese periodo de tiempo con ese riesgo de fallo se obtiene un **periodo de retorno de 95.4 años**, aplicando la formulación anterior en **Periodo de Retorno**.

Es por ello que el criterio no es solo la seguridad ante eventos extraordinarios, sino debe ir precedido de un estudio económico **Beneficio-Coste** para dar el par de valores (Riesgo de Fallo y Años de Funcionamiento sin Fallos).

Para su cálculo, siendo estrictos, el ingeniero debe realizar los estudios económicos y técnicos y el poder político decidir hasta qué punto es permisible una inundación por falta de capacidad en la red de saneamiento.

A falta de estos estudios, puede indicarse que un **valor razonable** en el periodo de retorno de saneamiento es **T=10 años**, pudiendo adoptarse el valor **T=5 años** en zonas donde sea posible admitir una protección menor contra inundaciones, y valores de **T=20 años** o mayores en

ciudades donde se precise de protección especial.

- **Método propuesto para estimación de la lluvia:** El método propuesto para la estimación de lluvia se corresponde con los abordados anteriormente en el presente documento, sin embargo, el autor divide en tres niveles de precisión de los datos para la estimación de la lluvia:
 1. Obtener en la estación pluviométrica (lugar de estudio) la Intensidad Media Máxima en función del periodo de retorno, siendo este método el más preciso pero el más complejo puesto que debemos tener una estación pluviométrica en el lugar de estudio.
 2. Considerar las familias de curvas IDF para lluvias de corta y larga duración, como lluvias de cálculo representativas de las poblaciones donde estén construidas. (Perdemos precisión al extrapolar a toda una ciudad las curvas IDF).
 3. En el caso de la publicación desarrollada, usar los métodos de cálculo según localización y tiempo de lluvia que se quiere desarrollar según las interpolaciones realizadas entre las 20 estaciones pluviométricas que existían entonces.

Como se puede ver la lluvia de proyecto dependerá de los valores de la lluvia que se adopte, así como del periodo de retorno según lo descrito anteriormente.

Una vez definido lo anterior, se obtiene la **lluvia de proyecto** ($I_{\Delta t}$).

10. Desigual reparto espacial de la lluvia

Experimentalmente se comprueba que el volumen de agua que cae sobre una región entre dos instantes dados no es proporcional a su superficie, es decir, que la **intensidad de lluvia asociada a una cuenca no se distribuye uniformemente en toda la cuenca**. Por lo que se puede decir, que la intensidad de lluvia asociada a una tormenta tipo se corresponde con la del **centro de la tormenta**. Este centro de la tormenta no tiene por qué estar en el centro de la cuenca, pero si nos alejamos de él la intensidad de lluvia disminuye.

Esta disminución de la intensidad se hace más evidente en **intervalos cortos** ya que en intervalos largos de lluvia, esta tiende a ser más uniforme.

De este fenómeno se conoce poco, ya que para ser exactos con la lluvia necesitaríamos una **red de pluviómetros** que no existe en ninguna ciudad de nuestro país (a fecha de publicación).

Suponiendo que la lluvia que adoptada se caracterice por I_0 que se corresponde con la lluvia en el centro de la tormenta, esta se minorará tanto cuanto mayor sea la superficie a la que queramos asociar dicha lluvia y cuanto menor sea el intervalo de referencia.

Es habitual no tener en cuenta este valor, estando de esta forma del lado de la seguridad.

No obstante, para grandes superficies e intervalos de referencia cortos, es recomendable tenerlo en cuenta con un coeficiente $K \leq 1$, que multiplica al valor I_0 .

Para estimar el coeficiente de desigual reparto tenemos varias funciones:

- *Modelo de Burkli-Ziegler*

$$I = S^{-\epsilon} I_0 ; S \geq 1$$

Tomando S en hectáreas y siendo el coeficiente entre 0.2 y 0.0625, en la literatura técnica se proponen:

ϵ	AUTOR
0.2	Bürkli
0.178	Caquot

0.1	Koch
0.0625	Gaudin

Tabla 10. Valor de coeficientes de Modelo Burkli-Ziegler s/Ref. [2]

- *Modelo de Fruhling*

Se basa en observaciones realizadas en Breslau (Alemania), se propone el siguiente modelo:

$$I = (1 - 0.009\sqrt{x})I_0$$

La aplicación de este modelo implica que a 3 000 m del centro de la tormenta, la intensidad se reduce a la mitad y que a 12 000 m se anula.

Mediante integración de este valor, podemos obtener el valor medio de la precipitación a adoptar en la cuenca, lo que nos daría K.

- *Modelo del U.S. Weather Bureau*

Este organismo propone una serie de curvas para el cálculo de K que depende de la superficie (S) y del intervalo de tiempo de la lluvia, es el único de los modelos presentados que lo aplica.

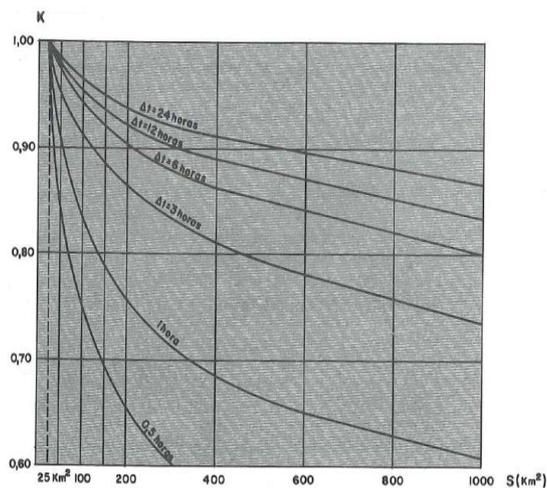


Tabla 11. Coeficiente de Desigual Reparto s/U.S. Weather Bureau

- *Comparativa entre modelos*

En la siguiente tabla se hace una comparativa para distintas cuencas de los valores que adopta K según la superficie y en el caso del modelo americano para un valor de referencia de un intervalo de 30 min.

Superficie de la cuenca (hectáreas)	Burkli - Ziegler				Fruhling			U.S.W.B.
	Burkli	Caquot	Koch	Gaudin	Cuenca circular	Cuenca rectangular		$\Delta t = 30 \text{ min}$
						$\frac{L}{a} = \frac{1}{3}$	$\frac{L}{a} = \frac{1}{10}$	
1	1	1	1	1	0,95	0,93	0,92	1
50	0,46	0,50	0,68	0,78	0,86	0,83	0,80	1
100	0,40	0,44	0,63	0,75	0,83	0,79	0,76	1
1.000	0,25	0,29	0,50	0,65	0,70	0,63	0,58	1
2.500	0,21	0,25	0,46	0,61	0,62	0,53	0,47	1
5.000	0,18	0,22	0,43	0,59	0,55	0,45	0,37	0,83
10.000	0,16	0,19	0,40	0,56	0,47	0,34	0,25	0,75
20.000	0,14	0,17	0,37	0,54	0,37	0,22	0,10	0,66
30.000	0,13	0,16	0,36	0,53	0,30	0,13	0,01	0,60

Tabla 12. Coeficiente de Desigual Reparto s/Modelos Desarrollados [2]

Para el cálculo de **saneamientos urbanos**, se propone por el autor lo siguiente:

Superficie (hectáreas)	Intervalo de referencia (horas)			
	< 0,5	De 0,5 a 1	De 1 a 2	> 2
< 2.500	1	1	1	1
De 2.500 a 5.000	0,83	0,87	0,92	1
De 5.000 a 10.000	0,75	0,83	0,87	1
De 10.000 a 20.000	0,75	0,75	0,83	1
> 20.000	0,75	0,75	0,75	1

Tabla 13. Propuesta de K para S.U. s/Ref. [2]

11. Cálculo de Caudal de Lluvia de Proyecto

Del cálculo de lluvia desarrollado en los apartados anteriores obtenemos lo que se llama **lluvia neta**, siendo esta la parte de la precipitación que se convierte en escorrentía. Si se representa el balance hidrológico en una ecuación obtenemos que:

$$h = i + e + f + a + h_n$$

Siendo h la altura total de lluvia, i la altura de lluvia interceptada por diferentes superficies antes de llegar al suelo, e la altura de lluvia perdida por evaporación, f la altura de agua almacenada en todas las depresiones de la cuenca y finalmente h_n la altura de lluvia neta.

Los conceptos de pluviogramas y hietogramas explicados anteriormente se pueden extender a la lluvia neta, por lo que de esta forma obtenemos la lluvia que realmente se convierte en caudal (necesario para el cálculo de colectores).

- *Hidrograma*

La función $Q=Q(t)$ relaciona el caudal circulante por la sección de cálculo con el tiempo, recibe el nombre de Hidrograma de la lluvia correspondiente, en dicha sección.

Analizando las relaciones entre el Pluviograma y Hietograma, con su Hidrograma obtenemos lo siguiente en la sección de cálculo.

LA FUNCION DE TRANSFERENCIA LLUVIA-CAUDAL DE ESCORRENTIA

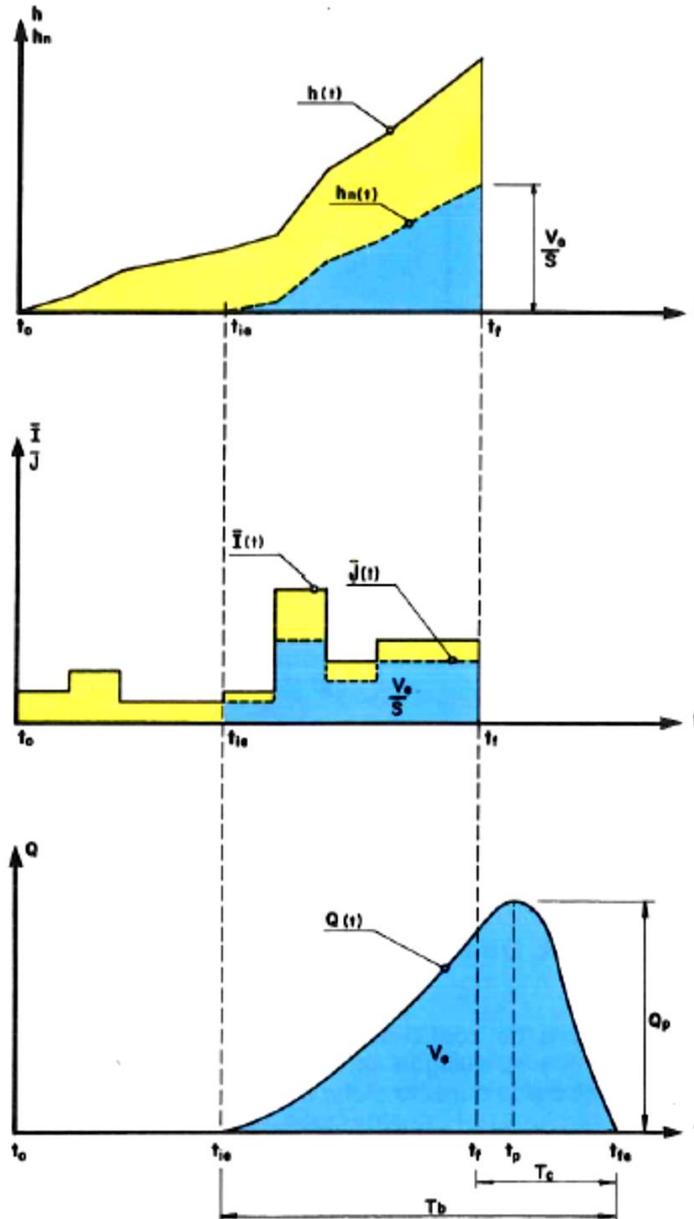


Ilustración 10. Relación entre Pluviograma, Hietograma e Hidrograma.

Siendo:

t_0 = Instante en el que se inicia la lluvia.

t_{ie} = Instante en el que comienza a pasar escorrentía por la sección de cálculo.

t_f = Instante en el que finaliza la lluvia.

t_{ie} = Instante en el que deja de pasar escorrentía por la sección de cálculo.

T_b = Tiempo base (duración de Hidrograma).

T_c = Tiempo de concentración (se designa con la expresión: $t_{ie} - t_f$)

Para obtener la lluvia neta, necesitamos conocer el **coeficiente de escorrentía medio** durante el intervalo de tiempo de caída de la lluvia.

El coeficiente instantáneo de escorrentía depende, entre otros, de: evaporación, humedad inicial del suelo, intensidad y duración de la precipitación, pendiente del terreno, naturaleza del mismo y dimensiones de la cuenca vertiente.

Dado que estos factores se influyen mutuamente, es complicado el análisis aislado de cada uno de ellos. No obstante, teniendo en cuenta que el objetivo es el dimensionamiento hidráulico de colectores urbanos, el trabajo se centra en esta visión.

Según el autor se puede considerar despreciable la evaporación y humedad inicial del suelo.

El coeficiente de escorrentía crece tanto con la Intensidad como con la duración de la lluvia, esta influencia es difícilmente estimable sobre el coeficiente de escorrentía.

La naturaleza del suelo es una de las características de la cuenca que tiene más importancia en cuanto a lo que el coeficiente de escorrentía se refiere, no es lo mismo una cuenca sin urbanizar, que una cuenca urbanizada.

A falta de datos más precisas, se considera el coeficiente, constante durante el tiempo de precipitación, por lo que se dan valores medios de escorrentía, dividiendo principalmente en tipos de área (urbana, comercial, industrial ...) y siendo estos coeficientes diferentes para lluvias de larga y corta duración.

En lo siguiente se ve la propuesta de parámetros según el autor:

TIPO DE AREA		Viviendas Hectárea	Coeficiente de escorrentía para lluvias de duración	
			Corta	Larga
RESIDENCIAL		> 150	0,70 a 1,00	1,00
		100 a 150	0,75 a 1,00	1,00
		50 a 100	0,65 a 0,80	1,00
		25 a 50	0,40 a 0,70	1,00
		10 a 25	0,30 a 0,50	0,80 a 0,90
		5 a 10	0,25 a 0,35	0,60 a 0,80
		0 a 5	0,10 a 0,25	0,50 a 0,60
COMERCIAL	Céntrica	—	0,70 a 0,95	1,00
	Periférica	—	0,50 a 0,70	1,00
INDUSTRIAL	Ligera	—	0,50 a 0,80	1,00
	Pesada	—	0,60 a 0,90	1,00
DEPORTIVA		—	0,20 a 0,35	0,50
PARQUES Y JARDINES		—	0,10 a 0,25	0,40

Tabla 14. Coeficientes de Escorrentía para distintas Áreas Urbanas s/Ref. [2]

TIPO DE SUPERFICIE		Coeficiente de escorrentía para lluvias de duración		
		Corta	Larga	
PAVIMENTOS	Mezclas bituminosas	0,90 a 1,00	1,00	
	Hormigón	0,90 a 1,00	1,00	
	Adoquinados con juntas	Estancas	0,70 a 0,80	1,00
		Abiertas	0,60 a 0,70	1,00
	Ladrillo	0,70 a 0,85	1,00	
	Empedrados y macadam	0,40 a 0,50	0,80	
	Grava	0,20 a 0,30	0,60	
TEJADOS Y AZOTEAS		0,90 a 1,00	1,00	
SUPERFICIES IMPERMEABLES, INMUEBLES, VIARIOS Y PLAZAS PUBLICAS		0,90 a 1,00	1,00	

Tabla 15. Coeficiente de Escorrentía para distintas superficies receptoras s/Ref. [2]

ZONAS RURALES	Pendiente	Coeficiente de escorrentía para lluvias de duración	
		Corta	Larga
CULTIVOS	$p < 0,10$	$0 a 0,15$	$0,15 + 2p$
	$0,10 < p \leq 0,20$	$0,05 + 0,5 p$	$0,20 + 1,5 p$
	$p > 0,20$	$0,10 + 0,5 p$	$0,30 + p$
BOSQUES	$p \leq 0,10$	$0 a 0,05$	$\frac{2}{3}(0,15 + 2 p)$
	$0,10 < p \leq 0,20$	$\frac{2}{3}(0,05 + 0,5 p)$	$\frac{2}{3}(0,20 + 1,5 p)$
	$p > 0,20$	$\frac{2}{3}(0,10 + 0,5 p)$	$\frac{2}{3}(0,30 + p)$

Tabla 16. Coeficientes de Escorrentía para zonas rurales s/Ref. [2]

- *Tiempo de Concentración*

Se considera el tiempo de concentración de una cuenca sometida a una determinada precipitación, como el tiempo entre el instante en el que finaliza la lluvia y el instante en el que deja de pasar escorrentía por la sección de cálculo.

Consecuencia de esta definición es que el tiempo de concentración es la duración necesaria para que una gota de agua, alcance la sección de cálculo.

$$T_c = \max(t_e + t_r)$$

Se comprueba que este tiempo es una característica de la cuenca vertiente y por tanto es independiente de la configuración y magnitud del aguacero.

Estudios independientes realizados en Estados Unidos indican que, para el cálculo de redes de saneamiento, el tiempo t_c (tiempo de escorrentía hasta el primer absorbadero) varía entre 2 a 20 min, siendo **frecuente utilizar 5 min** para zonas urbanas y de **5 a 10 minutos** para zonas semiurbanas.

A falta de otros estudios, puede usarse la siguiente ecuación:

$$t_e = 0.3L^{0.76}p^{-0.19}$$

Siendo L la longitud del curso principal en km y p la pendiente.

El valor de t_r se calcula habitualmente como cociente entre la longitud total y la velocidad media de circulación.

Lógicamente, esto implica un cálculo iterativo, para que los tiempos utilizados sean congruentes con la solución para cada régimen hídrico.

4.1.6.2.3 Según Referencia [3]

El desarrollo planteado para el cálculo de aguas pluviales por la referencia es más práctico que los desarrollados anteriormente, es por ello, que hace un “resumen” de las anteriores, acercándose a la actualización de los datos y métodos existentes en la actualidad.

La publicación primeramente realiza una referencia al cálculo en cuencas rurales.

En **cuencas rurales**, para determinar los caudales pluviales (QP) de diseño de los colectores de las redes de saneamiento, se propone la aplicación directa del **método racional**:

$$QP = K \cdot \frac{C_e \cdot I_t \cdot A}{3.6}$$

Siendo:

QP [m³/s]: Caudal de aguas pluviales.

C_e : Coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o de la superficie drenada

I_t [mm/h]: Intensidad media de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado y a un intervalo de tiempo de t horas.

A [km²]: Área de la cuenca o de la superficie drenada.

K: Coeficiente representativo del grado de uniformidad con que se reparte la escorrentía (método de Témez modificado).

$$K = 1 + \frac{T_C^{1.25}}{T_C^{1.25} + 14}$$

Este valor del coeficiente K dependerá del efecto de las puntas de precipitación. Este valor oscila entre 1 y 2, siempre que no tengamos información en primera instancia podemos utilizar el valor 1.2.

Para el cálculo de los valores a adoptar para intensidad media de precipitación, I_t , y para el coeficiente de escorrentía, C_e , se propone por la publicación los siguientes criterios:

- Intensidad Media de Precipitación

Será la asociada a una duración igual o menor a la del tiempo de concentración:

$$T_c = t_e + t_r$$

T_c Tiempo de concentración (en horas), en caso de no tener datos precisos se propone **3 minutos**.

t_e tiempo de recorrido en cauces naturales (en horas).

t_r tiempo de recorrido en las conducciones en red (en horas). $\rightarrow t_r = \frac{L}{3600 \cdot v}$

Siendo L la longitud de la red en metros y v la velocidad de circulación media en la red (m/s).

En los casos de ausencia de datos específicos, en general se recomienda el empleo de la siguiente expresión: $t_e = 0.3 \left(\frac{L}{e^{0.25}} \right)^{0.76}$

Siendo:

t_e el tiempo de recorrido en los cauces naturales, horas.

L longitud del cauce principal en km

J_e pendiente media del cauce principal en m/m.

El cálculo de la intensidad media de precipitación I_t , se realiza mediante el valor de lluvia diaria areal (P_d), según lo siguiente:

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

Siendo:

I_t intensidad media correspondiente al intervalo de duración t deseado.

I_d intensidad media de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado y a un intervalo de tiempo de t horas, en mm/h.

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

P_d precipitación total diaria correspondiente al periodo de retorno correspondiente.

I_1/I_d cociente entre intensidad horaria y diaria.

t duración del intervalo de I_t , en horas. Este valor de t se propone que sea **igual al tiempo de concentración**.

La precipitación total diaria P_d se determina según la publicación, según lo establecido en [7], y según la cual, la precipitación máxima asociada a un periodo de retorno T , se da por la siguiente expresión:

$$P_d = Y_T \cdot P$$

Siendo Y_T el cuantil regional, que dependerá el coeficiente de variación y del periodo de retorno y P el valor medio de las precipitaciones máximas, en mm. Ver Tabla 17

Para la explicación gráfica de estos parámetros se ha usado la referencia [7], ya que la publicación desarrollada usa los mismos datos pero de forma simplificada.

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
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

Tabla 17. Cuantil Regional Yt s/Ref. [7]

- *Coefficiente de escorrentía*³

Para el cálculo del coeficiente de escorrentía C_e, en teoría, se puede aplicar la siguiente fórmula:

$$C_e = \frac{\left(\left(\frac{P_d}{P_0}\right) - 1\right) * \left(\left(\frac{P_d}{P_0}\right) + 23\right)}{\left(\left(\frac{P_d}{P_0}\right) + 11\right)^2}$$

- *Aclaraciones*

En la publicación se realizan las siguientes apreciaciones sobre este método en el caso de que se

³ La formulación propuesta para este apartado no es recomendable para cuencas urbanas, ya que es preferible usar directamente los valores aceptados de los coeficientes de escorrentía aportados por diferentes autores, puesto que en esta expresión P₀ es el umbral de escorrentía, y en las zonas de actuación del presente trabajo son principalmente pavimentadas, con algunas excepciones con zonas verdes ajardinadas, es por ello, que es preferible usar directamente valores establecidos del coeficiente de escorrentía y contrastados para este tipo de suelos.

aplique al saneamiento urbano:

- En la práctica real, siempre que tengamos proyectos pequeños, (superficies inferiores a 200 ha y distancias inferiores de 1.5 a 2 km y con tiempos de concentración inferiores a 15 minutos) es el método racional, que es aplicable gracias al coeficiente K representativo del grado de uniformidad (utilizable hasta cuencas de 3.000 km²).
- En cuencas de mayor tamaño, se debe realizar un modelo hidrológico-hidráulico que incluya hietogramas variables en el tiempo.
- En **cuencas urbanas** el método racional puede ser inadecuado, ya que en el caso de que se escojan cuencas suburbanas grandes los tiempos de las lluvias son mayores a los tiempos de concentración, esto, introduce errores en los resultados, por otro lado, existen obstáculos en el régimen habitual del agua, como pueden ser edificios, viales, etc... y cambios constantes en los coeficientes de escorrentía, por lo que finalmente se hace casi imposible calcular el tiempo de concentración de este tipo de cuenca. En el caso de utilizar cuencas más pequeñas, el método racional puede ser válido, pero **solo para los hidrogramas de entrada a los pozos**, posteriormente debe de utilizarse un **método de tránsito dinámico de los hidrogramas de entrada** para el correcto dimensionamiento de las conducciones.

Es por ello, que esta publicación recomienda solicitar un estudio pluviométrico que no se limite a intensidades constantes de lluvia, si no a trabajar con curvas IDF y análisis de duración para encontrar histogramas sintentizados para que sean empleados en los cálculos.

En España, el método racional es un método ampliamente difundido, simple y fácil de aplicar, pero no por ello es menos útil, simplemente hay que tener en cuenta sus limitaciones y sus simplificaciones.

4.1.7 Régimen hidráulico de los elementos de la red

Para el cálculo de las pérdidas de carga, así como de las características hidráulicas del fluido, las referencias desarrolladas en el presente apartado proponen las siguientes ecuaciones basadas en varios métodos.

Una vez conocido el caudal a transportar por las alcantarillas y colectores, el siguiente paso es establecer la sección más adecuada siempre atendiendo a las características de los vertidos y condicionantes propios de las redes de saneamiento, como puede ser la topología de la red, los condicionantes geográficos e incluso la normativa a aplicar.

A título orientativo, y aplicable a **secciones tubulares**, se pueden realizar unas estimaciones de las pendientes máximas y mínimas admisibles en función de las pendientes y secciones adoptadas, con las curvas de Heyd-Imhoff.

[INSERTAR CURVAS DE HEYD-IMHOFF]

Se señala por la referencia [1] el buen comportamiento hidráulico de la sección circular frente a variaciones fuertes del caudal circulante, existentes sobre todos en las redes unitarias. Así, con caudales del 50%, 10%, 1% o 0.5% del correspondiente a sección llena, la velocidad de la corriente es, respectivamente, del 100%, 65%, 34% o 28% del de la sección llena, para una pendiente dada, lo que permite aumentar la velocidad cuando nos es más necesario ya que la mayoría de normativas imponen una velocidad mínima al cálculo.

En los casos en que no tengamos tuberías circulares u ovoides, puede darse el caso de que tengamos secciones visitables de geometría especial, con plataformas. Para el cálculo de los caudales máximos que pueden circular por este tipo de tuberías, podemos adoptar los ábacos preparados por el Ingeniero D. Rafael Viguera, de utilidad para los proyectistas y obtenidos según la fórmula de Manning-Strickler.

$$V = 73R_h^{2/3}I^{1/2}$$

[insertar fotos de diseño de colectores de sección especial]

Con respecto al diseño de alcantarillas, se tomarán las consideraciones aplicables a la profundidad y su perfil longitudinal.

- **Profundidad:** Ha de ser suficiente para el desagüe de los sótanos de las casas, siempre dentro de unos límites, la profundidad debe ser la menor posible, siempre mayor de 1.20 m, o en cuyo caso, adaptándose a la siguiente fórmula: $H = h + 0.02L = h'$; $H = h + 0.02L = D$ siendo h la profundidad de la acometida, h' la distancia entre rasantes de alcantarilla y acometida, D diámetro de la alcantarilla, H la profundidad de la tubería y L la distancia de la acometida domiciliaria al eje de la tubería.
- **Perfil longitudinal de las alcantarillas:** Siempre que la pendiente natural de la calle lo permita, se procurará situar las alcantarillas paralelamente a la superficie de las mismas para reducir al mínimo la obra de tierra.

En el caso de que la calle tenga una pendiente exagerada, se descompondrá la alcantarilla en tramos para evitar una velocidad excesiva.

4.1.7.1.1 Formulación para conducciones

Para el cálculo hidráulico de las conducciones, se parte de las ecuaciones:

$$Q = S \cdot V$$

$$V = f(R_h, I)$$

Esta ecuación general de la velocidad da lugar a diversas fórmulas, las cuales se nombrarán en el siguiente apartado.

Existen dos familias principales de formulaciones:

- Fórmula Racional:** Se corresponde con aquella que proviene de la teoría de la hidráulica, que se identifica con la fórmula de Colebrook-White para la pérdida de carga (es la recomendada por la referencia [3]), obteniendo finalmente la ecuación de Prandtl-Colebrook para la velocidad usando los parámetros fijados en esta ecuación.
- Fórmulas Empíricas:** Son las demás ecuaciones, están basadas en la experiencia, sin embargo, son muy usadas en las zonas donde funcionan de forma correcta. En concreto, en España y también en Andalucía, se suele usar la formulación de Manning, sin embargo puede presentar errores en **tuberías de paredes lisas**, lo que en saneamiento no suele ser habitual.
 - **Fórmula universal de Prandtl-Colebrook**

La formulación de Prandtl-Colebrook se deduce a partir de las fórmulas de Darcy-Weisbach y Colebrook-White, que son las siguientes:

- Darcy-Weisbach: $I = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$

Siendo:

I = pérdida de carga [m/m]

λ = coeficiente de fricción Darcy-Weisbach (adimensional)

D = diámetro interior de la tubería [m]

V = velocidad media [m/s]

g = aceleración de la gravedad [m/s²].

- Colebrook-White: Establece la siguiente fórmula empírica para el coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{K_a}{3.71D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} \right)$$

Siendo:

λ = coeficiente de fricción Darcy-Weisbach (adimensional)

K_a = rugosidad absoluta equivalente [m].

D = diámetro interior de la tubería [m].

Re = número de Reynolds (adimensional) = VD/ν

V = velocidad media del fluido [m/s]

ν = viscosidad cinemática del fluido [m^2/s]

Si combinamos ambas ecuaciones, eliminando el parámetro λ obtenemos la ecuación de **Prandtl-Colebrook**:

$$V = -2\sqrt{2gDI} \log_{10} \left(\frac{k_a}{3.71D} + \frac{2.51\nu}{D\sqrt{2gDI}} \right)$$

En las conducciones de aguas residuales intervienen factores específicos no presentes normalmente en las de aguas limpias, por lo que hay que **corregir la rugosidad**, por una rugosidad equivalente debido a la presencia de juntas, pozos de registro, depósitos, etc...

En la referencia [3] se propone un gráfico de rugosidades para aguas limpias y aguas residuales que puede ser de utilidad.

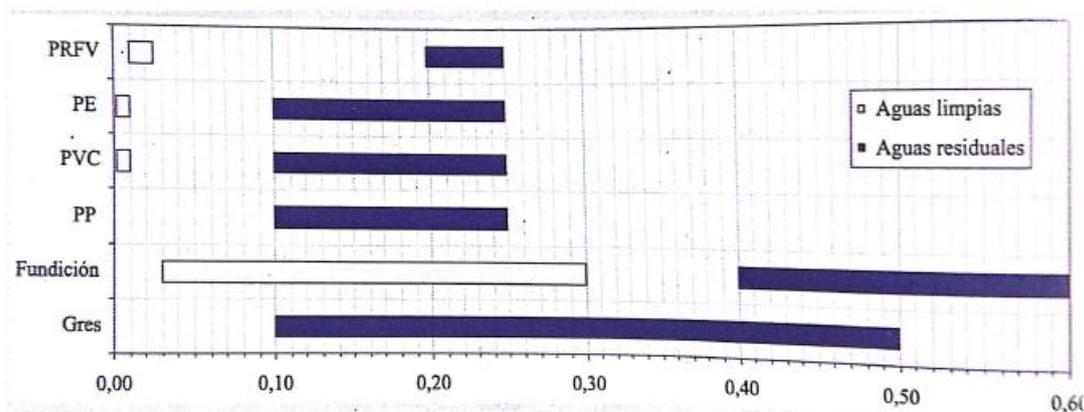


Gráfico 1. Rugosidades Absolutas k [mm] para aguas residuales. Fuente: Ref. [3]

También hay que tener en cuenta, el **cambio de la viscosidad cinemática**, que para aguas residuales se puede tomar $\nu = 1.31 \cdot 10^{-6}$ [m^2/s].

Dado que las tuberías de saneamiento se proyectan a sección parcialmente llena, habrá que corregir los valores de velocidad y caudal, según el nivel deseado de proyecto, aplicando los coeficientes correctores de *Thormann-Franke* estos coeficientes correctores integran la influencia del aire ocluido por lo que independientemente de la formulación usada (fórmula racional o fórmulas empíricas) es de gran difusión y se pueden calcular según el siguiente gráfico, o en su defecto, mediante la aplicación de las fórmulas.

$$\frac{v_p}{v} = \left[\frac{2\beta - \text{sen}2\beta}{2(\beta + \gamma \text{sen}\beta)} \right]^{0.625} \quad \frac{Q_p}{Q} = \frac{(2\beta - \text{sen}2\beta)^{1.625}}{9.69(\beta + \gamma \text{sen}\beta)^{0.625}}$$

Siendo:

- v_p velocidad a sección parcialmente llena.
 v velocidad a sección llena
 Q_p caudal a sección parcialmente llena
 Q caudal a sección llena
 2β arco de la sección mojada
 γ coeficiente que considera el rozamiento del fluido circulante y el aire del interior del conducto

$$\eta = \frac{h}{D} \leq 0.5 \rightarrow \gamma = 0$$

$$\eta = \frac{h}{D} < 0.5 \rightarrow \gamma = \frac{\eta - 0.5}{20} + \frac{20(\eta - 0.5)^3}{3}$$

Siendo:

h calado en la sección de la tubería

D diámetro **interior** de la tubería

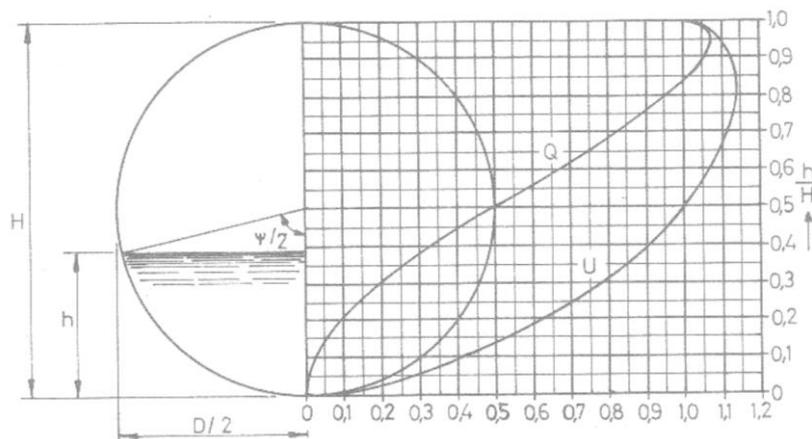


Gráfico 2. Coeficientes de Thomann y Franke. Fuente: Ref. [8]

En su mayoría, las **formulaciones empíricas** que se relatan en lo siguiente, están basadas en la fórmula general de Chezy, que es la siguiente:

$$V = C \cdot R_h^a \cdot I^b$$

Siendo:

C coeficiente de Chezy

R_h radio hidráulico [m]

I pendiente de la línea de agua [m/m]

a y b parámetros de Chezy

○ **Fórmula de Tadini**

Es una de las más antiguas y sencillas, propone los parámetros de Chezy con los siguientes valores:

$$C = 50; a = b = 1/2$$

Con lo que:

$$V = 50\sqrt{R_h I}$$

Se utiliza en los **primeros tanteos** de anteproyecto.

○ **Fórmula de Chezy**

El mismo Chezy, propuso como valores de dos de los parámetros de su expresión general:

$$a = b = 1/2$$

obteniéndose, por tanto:

$$V = C\sqrt{R_h I}$$

○ **Fórmula de Bazin**

Bastante utilizada en Francia, adopta otros parámetros de Chezy, quedando finalmente la ecuación de la siguiente manera:

$$V = \frac{87R_h\sqrt{I}}{\gamma + \sqrt{R_h}}$$

○ **Fórmula de Manning-Strickler**

Adopta como parámetros de Chezy:

$$C = \frac{1}{n} = K_s; \quad a = 2/3; b = 1/2$$

Por lo que finalmente queda:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Los valores de los coeficientes de Manning (o Strickler), para aguas residuales que propone la referencia [3], se pueden ver en el siguiente gráfico.

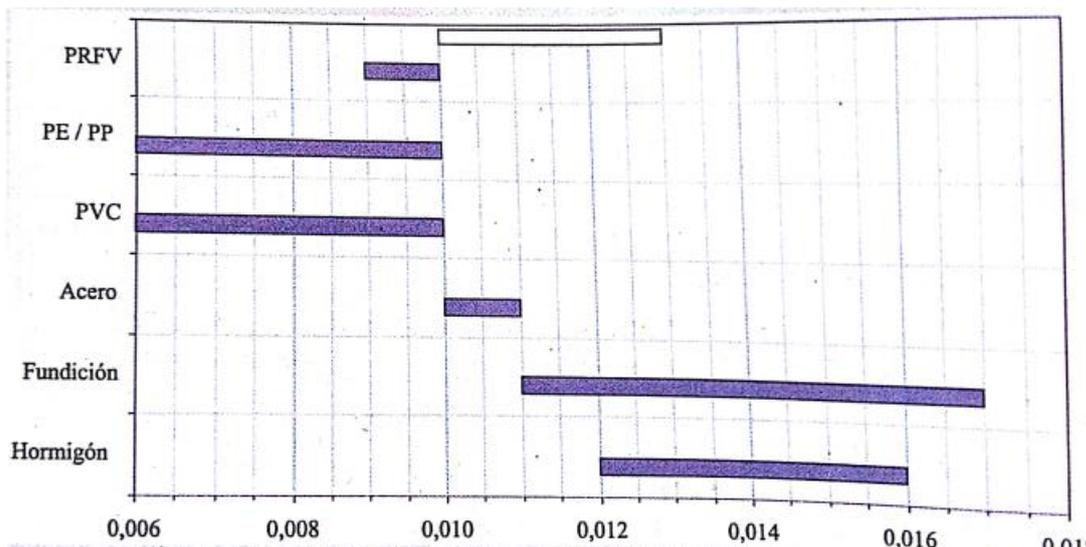


Gráfico 3. Rugosidad n de Manning en tuberías. Fuente: Ref. [3]

○ **Fórmula de Sonier**

Es otra variación de la fórmula de Chezy.

$$V = \frac{3,135}{\sqrt{f_s}} R_h^{0,65} I^{0,50}$$

○ **Fórmula de Kutter**

Esta formulación se utiliza bastante en Alemania y Bélgica, también es una variante de la fórmula de Chezy, por lo que queda finalmente:

$$V = \frac{100R_h\sqrt{I}}{m + \sqrt{R_h}}$$

Esta fórmula de Kutter, es muy similar a la de Bazin, cambiando 100 por 87 y, por otra parte, en que el coeficiente de rugosidad de Bazin, γ , depende exclusivamente de la naturaleza de las paredes mientras que el coeficiente de rugosidad de Kutter, m , depende de la naturaleza de las paredes y de la forma de la sección de construcción.

○ **Fórmula de Ganguillet y Kutter**

Es una fórmula muy empleada antiguamente en Alemania y Estados Unidos. También es una variación de la fórmula de Chezy, quedando de la siguiente fórmula:

$$V = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{I}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{I}\right) \cdot \frac{n}{R_h}} \cdot \sqrt{R_h I}$$

Los valores de n coinciden con los valores de n adoptados por Manning.

4.1.7.1.2 Elección discriminatoria de las fórmulas empíricas

Es necesario tener presente que las fórmulas empíricas están basadas en la experimentación de los autores, por lo que son “válidas” para los campos de aplicación de los experimentos.

Si se contrastan los resultados prácticos con los cálculos, cada una de las fórmulas expuestas, tiene un intervalo de valores en sus parámetros que las define, ya que han sido obtenidas mediante experimentación.

Finalmente, el criterio y la experiencia del proyectista serían los que determinarían la elección de la fórmula más idónea, sin embargo aunque se proponga por parte de los autores este acto diferencial no da un criterio objetivo sobre el tema, es por ello, que se proponen las siguientes indicaciones recogidas de entre las referencias [1], [2] y [3]

Con carácter general, se deben tener en cuenta las siguientes indicaciones:

1. La fórmula de Prandtl-Colebrook es la más **completa y correcta** en todos los aspectos.
2. Las fórmulas simplificadas, permiten un rápido tanteo, si no se dispone de apoyo para cálculo, por lo que pueden ser fórmulas a aplicar en anteproyectos.
3. Se deben elegir los parámetros con cuidado, ya que influyen en los resultados significativamente. (En particular, hay que tener cuidado, principalmente con los coeficientes correspondientes a aguas limpias y aguas residuales).

4.1.7.1.3 Formulación para aliviaderos

En general, y según la referencia [3], se deben disponer **aliviaderos de crecida** en redes unitarias de saneamiento (con o sin depósito de retención) en una serie de situaciones:

- a) Cuando el caudal circulante por el colector sea excesivo y pueda verterse a algún cauce cercano, el cual debe admitir la dilución determinada por proyecto y cumplimente la normativa.
- b) En las incorporaciones de la red de saneamiento a los interceptores, previo a la conexión, siempre que el caudal de aguas pluviales sea elevado. De esta forma se intenta garantizar el buen funcionamiento dada la agrupación de aguas residuales que debe ser de al menos una población de 1 000 habitantes.
- c) Previo a instalaciones con capacidad limitada, como pueden ser estaciones de bombeo,

depuradoras de aguas residuales, sifones, etc...

Es habitual que los aliviaderos, vayan asociados a depósitos de retención. Para su cálculo, se necesita de un nivel de dilución a alcanzar, lo que nos dará tanto el caudal de diseño del aliviadero, como el volumen de retención (del que hablaremos mas adelante).

Para el cálculo del caudal de diseño de los aliviaderos la referencia [3], se fija en las siguientes normas:

BS 8.005-4 Sewerage. Guide to design and construction of outfalls

ATV-A 128 Standards for the dimensioning and design of stormwater structures in combined sewers

- Caudales de diseño:

Se define como caudal de entrada en el aliviadero: QEA (definición de referencia [3]).

Por lo que el caudal máximo de entrada vendrá por la siguiente formulación:

$$QEA = QD_p^h + QI_p^h + QP + QF$$

Siendo:

QD_p^h caudal punta de aguas residuales domésticas en año horizonte

QI_p^h caudal punta de aguas residuales industriales en año horizonte

QP caudal punta de aguas pluviales

QF caudal de infiltración en la red de saneamiento

Para el cálculo del caudal de salida del aliviadero, QSA, se puede calcular con la siguiente formulación:

$$QSA = C_d(QD_m^h + QI_m^h)$$

C_d coeficiente de dilución

QD_m^h caudal medio de aguas residuales domésticas en año horizonte

QI_m^h caudal medio de aguas residuales industriales en año horizonte

Estando C_d fijado en el proyecto y debe atenerse a los parámetros de los Planes de Hidrológico de Cuenca, esta formulación tiene la salvedad de que no introduce el parámetro de los primeros momentos de lluvia en periodo seco, esta lluvia, tiene una gran carga contaminante (aceite de motor, lavado de gravilla, acumulación de contaminación por asentamiento, etc...) por lo que la formulación clásica mostrada arriba tiene varias consideraciones que se trataran en la propuesta del presente TFM.

Las fórmulas asociadas a las normativas británicas y alemanas son las siguientes:

$$QSA = 1.365 \cdot \frac{P_h}{86400} + 2QI_m^h + QD_m^h \rightarrow \text{Norma BS 8.005-4}$$

Siendo P_h la población cuyas aguas residuales verterán al aliviadero en el horizonte, en hab.

$$QSA = 2 \left[\frac{24}{X} QU_m^h + \frac{24}{ac} \cdot \frac{365}{bc} QC_m^h + \frac{24}{ai} \cdot \frac{365}{bi} QI_m^h \right] + QF \rightarrow \text{Norma ATV-A 128}$$

La formulación alemana contempla una división de los caudales.

QU_m^h caudal de aguas residuales urbanas medio en el año horizonte, en l/s

QC_m^h caudal de aguas residuales comerciales medio en el año horizonte, en l/s

QI_m^h caudal de aguas residuales industriales medio en el año horizonte, en l/s

QF caudal de infiltración en la red de saneamiento, en l/s

ac y ai número de horas al día de trabajo en el comercio y en la industria

bc y bi número de días al año de trabajo en el comercio y en la industria

X parámetro que depende de la población en el año horizonte, P_h

$P_h < 10.000$ habitantes $X=14$

$10.000 < P_h < 50.000$ habitantes $X=16$

50.000 habitantes $< P_h$ $X=18$

La confederación hidrográfica del norte propuso para el cálculo del caudal máximo del colector aguas abajo del aliviadero, **QMA**, con la expresión:

$$QMA = 12[QD_m^h + QI_m^h]$$

Según la referencia [3], de las dos expresiones del caudal de salida en España, suele usarse de forma habitual la fórmula inglesa, es una formulación más conservadora que la alemana por lo que permite un factor de seguridad sobre el caudal de diseño del aliviadero.

Para realizar el diseño de los aliviaderos, a partir del caudal, se proponen las siguientes fórmulas:

- Fórmulas de diseño

El caudal de los aliviaderos viene dado por la fórmula general:

$$Q = \frac{2}{3} \mu L h \sqrt{2gh}$$

Siendo:

Q = caudal vertido por el aliviadero, en m^3/s . [QSA]

μ = coeficiente de caudal de vertedero, adimensional.

L = longitud del umbral de vertido, en m.

h = altura de lámina sobre el umbral del vertedero, en m.

g = aceleración de la gravedad.

Por otra parte, se designa por “p” la altura, en m, del umbral del vertedero por encima del fondo de la conducción; por “b” la anchura, en m, del canal a la entrada del vertedero; y por “a” el sobreecho, en m, que se encuentra por ambos lados del labio vertiente en los vertederos con contracción lateral.

1. Aliviaderos de lámina libre

- Rectangular de pared delgada, en canal, sin contracción lateral.

Se define cuando el espesor, e, del umbral es menor que la mitad de la carga, h, cuando el vertido es tal que deja un espacio A lleno de aire a presión atmosférica entre la lámina y la pared de salida del umbral, y cuando la anchura de la lámina de agua es exactamente igual que la del canal.

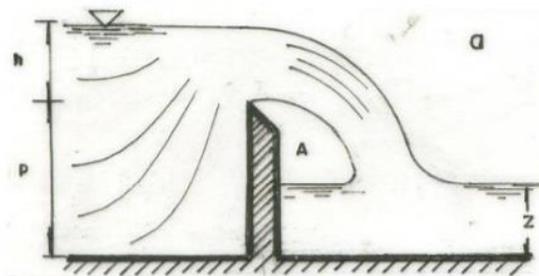


Ilustración 11. Vertedero de lámina libre rectangular. Fuente: Referencia [1]

Para su cálculo se propone una variación del coeficiente de caudal, $\frac{2}{3}\mu$, siendo estas:

Fórmula de Bazin:

$$\frac{2}{3}\mu_1 = \left(0.405 + \frac{0.003}{h}\right) \left[1 + 0.55 \frac{h^2}{(h+p)^2}\right]$$

Fórmula de Redhbock:

$$\frac{2}{3}\mu_2 = \frac{2}{3} \left[0.605 + \frac{1}{1.050h - 3} + \frac{0.08h}{p}\right]$$

Fórmula de la Société des Ingénieurs et Architectes Suisses (S.I.A.S):

$$\frac{2}{3}\mu_3 = 0.410 \left[1 + \frac{1}{1.000h + 1.6}\right] \left[1 + \frac{0.5h^2}{(h+p)^2}\right]$$

Dependiendo del tipo de las alturas, así como de las condiciones del vertido, cada fórmula tiene su ámbito de aplicación.

Para altura de lámina h comprendidas entre 0.10 – 0.60 m \rightarrow Bazin.

Para alturas entre 0.25 – 0.90 m \rightarrow Rehbock y S.I.A.S

Estas dos últimas dan resultados prácticamente idénticos entre si, pero ligeramente inferiores a los que se consiguen mediante la fórmula de Bazin.

Otras condiciones de aplicación:

- Bazin: p comprendida entre 0.20 – 2 [m].
- Rehbock: p por lo menos igual a $(h - 0.10)$ [m].
- S.I.A.S: p superior a h .

Siendo h la altura de la lámina de agua sobre el umbral del vertedero, a una distancia del umbral $\geq 5h$.

Si no se necesita una gran exactitud, se puede usar la expresión: $Q = 1.9L\sqrt{h^3}$. Que equivale a adoptar, $\frac{2}{3}\mu=0.43$ en la formulación general.

En **vertederos circulares**, para rebosaderos de diámetro 0.20 – 0.70 [m] con forma adecuada para evitar influencia del nivel del líquido aguas abajo, se puede aplicar la fórmula general con $\frac{2}{3}\mu=0.34$.

- En pared delgada en contracción lateral.

La S.I.A.S. propone para μ la siguiente fórmula:

$$\frac{2}{3}\mu = \left[0.385 + 0.025 \left(\frac{I}{L}\right) + \frac{2.410 - 2 \left(\frac{I}{L}\right)^2}{1.000h + 1.6}\right] \left[1 + 0.5 \left(\frac{I}{L}\right)^4 \left(\frac{h}{h+p}\right)^2\right]$$

Cuando $p \geq 0.30$ m; $0.025 L/I \leq h \leq 0.80$ m; $h \leq p$; $I > 0.31 L$.

Puede utilizarse igualmente la fórmula simplificada de Francis:

$$Q = 1.83(1 - 0.2 h)h^{3/2}$$

En la cual el exceso de anchura a ambas partes del umbral debe ser, al menos igual a $3h$, midiéndose la altura de lámina por lo menos a 2 m de la entrada.

Para **vertederos triangulares**:

$$Q = \frac{8}{15} \mu h^2 \sqrt{2gh} \tan \frac{\theta}{2}$$

Siendo μ el correspondiente a Bazin en pared delgada sin contracción lateral, y θ el ángulo en el vértice del vertedero. (Para $\theta=90^\circ$ se utiliza la fórmula de Thompson: $Q = 1.42h^{5/2}$).

Esta fórmula es aproximada, ya que no tiene en cuenta la incidencia de la profundidad en la zona de vertido p.

En el caso de existir una velocidad significativa de aproximación, se sustituirá en las fórmulas correspondientes al valor de h, por un valor de $h_c = h + \frac{v_a^2}{2g}$.

- En pared delgada con velocidad de aproximación reducida.

Depende de la forma del vertedero.

Vertedero rectangulares: Bien la fórmula general con $\mu=0.40$ o bien: $Q = 1.69L^{1.02} \cdot h^{1.47}$.

Vertedero triangular: Siendo θ el ángulo del vértice del vertedero: $Q = 1.32 \tan \frac{\theta}{2} h^{2.47}$.

Vertedero trapecial: Para la forma de trapecio isósceles de lado inferior b [m], y siendo $\frac{\theta}{2}$ el ángulo de un lado no paralelo con la vertical: $Q = 1.32 \tan \frac{\theta}{2} h^{2.47} + 1.69b^{1.02} h^{1.47}$.

Estas fórmulas son válidas para $0.05 \leq h \leq 0.30$ [m].

La aplicabilidad de estas fórmulas viene dada por la velocidad de aproximación, es por ello, que estas fórmulas son aplicables condiciones similares a las de las salidas de los depósitos (rebozaderos).

2. Aliviaderos con sifón

Para calcular las dimensiones de un sifón se toman en ambos extremos los niveles de agua, a los que se suma el valor de la presión atmosférica B, medida en metros de columna de agua. El movimiento del agua en el sifón se efectuará como por un conducto cualquiera, que empezará en la pared del azud. Se establecerá en este conducto el caudal Q, de modo que la suma de la altura de carga hidrodinámica y las pérdidas de carga debidas al rozamiento y a las resistencias especiales sea igual a la diferencia, H, de las alturas de los niveles aguas arriba y aguas abajo.

Para poder calcular el sifón se fija a estima la forma geométrica de su sección longitudinal, de modo que se pueda determinar la relación de las secciones transversales a lo largo del sifón respecto de la final. Para cada tramo del sifón se calculan las pérdidas de carga asociadas, y se expresan como partes alícuotas de la altura de carga hidrodinámica.

Contando con $\frac{U^2}{2g}$ en el extremo inferior del sifón.

La pérdida de carga del caudal Q [m³/s], debida al rozamiento en un tramo de longitud l [m], de sección F [m²] y de perímetro mojado P [m] con coeficiente de rozamiento n (Fórmula de Manning-Strickler), queda:

$$h_r = \frac{l n^2 V^2}{R_h^{4/3}} = \frac{2gl n^2 p^{4/3}}{F^{4/3}} \cdot \frac{V^2}{2g} = \zeta \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Si además de las pérdidas de carga por rozamiento tenemos en cuenta las especiales, el caudal sufre una pérdida de carga total en el tramo de:

$$\sum \zeta \frac{V^2}{2g}$$

Si para cada sección transversal asociada, ponemos: $F_i = \alpha F_a \rightarrow V_i = \frac{Q}{F_i} = \frac{Q}{\alpha_i F_a}$

Se puede establecer, que para la sección final del sifón:

$$F_a^2 = \frac{Q^2}{2gH} \left(\frac{\zeta_0}{\alpha_0^2} + \frac{1}{\alpha_1^2} \sum_1 \zeta + \frac{1}{\alpha_2^2} \sum_2 \zeta + \dots + \sum_a \zeta \right)$$

El valor recíproco de la raíz cuadrada del término encerrado en el paréntesis se denomina rendimiento del sifón, μ .

En los sifones proyectados con cuidado y de corta longitud, el rendimiento depende de la forma y la longitud, que se encuentra en general entre 0.8 – 0.7; en sifones hidráulicamente desfavorables, el rendimiento baja a 0.5.

Para cálculos aproximados el caudal puede estimarse en: $Q = \mu F_a \sqrt{2gh}$ con un valor de rendimiento estimado.

Una vez fijadas las dimensiones del sifón, hay que comprobar si la columna de agua no se cortará, calculando para ello, la línea piezométrica.

Un sifón habitual, y normalizado, puede ser el **sifón Neyrpic**, con este sistema puede evacuar todo el caudal cuando se sobrepase una determinada lámina de agua, con funcionamiento seguro y necesitando para ello menos espacio que un aliviadero normal.

4.1.7.1.4 Formulación para Sumideros

Se proponen dos criterios generales: Evitar en lo posible los puntos bajos de aguas estancadas, y concebir la distribución de la escorrentía superficial lo más uniforme en todas las calles, concentrándolo hacia las calles bajas.

- Sumideros de Ventana

El gasto, interceptado por un sumidero de ventana **sin depresión** puede demostrarse experimentalmente con la siguiente fórmula:



Ilustración 12. Esquema de sumidero de ventana.

$$K = \frac{Q_l}{L y^A \sqrt{g y^A}}$$

Donde K, solo depende de la pendiente transversal de la calzada, correspondiéndose con 8%, 4% y 2% valores de K_v de 0.23, 0.20 y 0.20 respectivamente. La ecuación puede aplicarse con seguridad hasta un valor de $V_A/\sqrt{g y^A}$ igual a 3.

En el caso de sumideros **con depresión**, se determinó experimentalmente que:

$$K + C = \frac{Q_l}{L y_A \sqrt{g y_A}}$$

Donde K, se corresponde con los valores de los sumideros sin depresión. El valor C, depende de la siguiente expresión.

$$C = \frac{0.45}{1.12^M}; M = \frac{LF^2}{a \tan \theta}; F^2 = \frac{V_A^2}{gy_A}$$

Siendo V_A y y_A las velocidades de aproximación, y a la depresión, que debe ser como máximo $L/10$.

Las ecuaciones superiores, se han calculado de forma que la longitud de transición aguas abajo es igual a $4a$, así como la depresión aguas abajo (b) es igual a la de a , en caso de no cumplirse, habrá que utilizar la siguiente formulación:

$$C = \frac{0.45}{1.12^N}; N = \frac{LF^2}{a' \tan \theta}; F^2 = \frac{V_A^2}{gy_A}; a' = \frac{b - L_2 S_0}{1 - 4S_0}$$

- Sumideros de Reja

El método expuesto por la referencia [1], es el método de la *Johns Hopkins University*, solo es aplicable a rejas con barras o pletinas longitudinales, sin depresión.

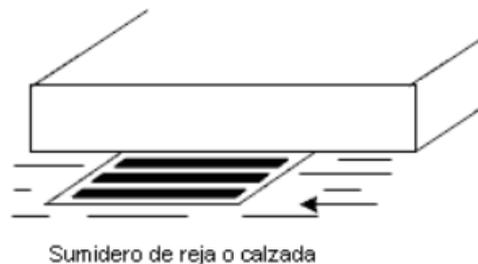


Ilustración 13. Esquema de sumidero de rejilla

En general, la longitud L_0 , requerida para captar todo el agua que fluye sobre la rejilla, puede expresarse como:

$$L_0 = \frac{Ky_A V_A}{\sqrt{gy_A}}$$

Siendo K un coeficiente que depende de la geometría de las barras así como de su separación. **La longitud real de la rejilla, L , debe ser al menos L_0 lo cual sucede usualmente cuando este es igual o mayor a 4.** En estos casos, el valor L , no limita la capacidad de esta.

El gasto que sobrepasa la rejilla será suma de Q_1 y Q_2 , siendo Q_1 despreciable.

Estos dos valores se determinan de la siguiente manera:

$$\frac{Q_1}{V_A y_A d} = 6 \frac{V_A}{\sqrt{gy_A}} \left(\frac{d}{L}\right)^2$$

$$Q_2 = \frac{1}{4} (L' - L) \sqrt{g} \left(y_A - \frac{B}{\tan \theta_0}\right)^{3/2}$$

$$\text{Siendo } L' = 1.2 \frac{V_A}{\sqrt{gy_A}} \cdot y_A \sqrt{1 - \frac{B}{y_A \tan \theta_0} \tan \theta}$$

Hay que tener en cuenta que θ_0 , es el ángulo de depresión con respecto a la carretera y θ con respecto al bordillo, así como y_A la altura del bordillo.

Conocidos estos caudales, podemos saber el caudal admitido por el sumidero:

$$Q_I = Q_A - Q_S$$

4.1.7.1.5 Diseño de depósitos de retención

Los depósitos de retención, tienen dos objetivos principales: evitar inundaciones o evitar descargas contaminantes, o en su defecto ambas. El diseño de los depósitos, serán diferentes en función del objetivo principal del depósito.

1. Depósitos anti-DSU o tanque de tormenta

Para el dimensionamiento de los depósitos anti-DSU (Descargas de Sistemas Unitarios) existen dos metodologías a seguir según la referencia [3]:

a. Metodología simplificada:

Se indica la existencia de varias normativas europeas para la formulación de aliviaderos, como son la **BS 8.005-4**, **ATV-A 128** o la norma austríaca basada en la alemana **ÖWWV Regelbatt 19 de 1987**, para el cálculo de estos elementos y las propone como de referencia para llevar a cabo el cálculo.

Esta metodología se basa en la adopción de unos ratios por área impermeable, este dato es el que se conoce como **lluvia crítica**, y se define como aquella que **no debe generar reboses** del depósito y la que genera el lavado de calles y la resuspensión de sedimentos existentes en los colectores.

Estas son las formulaciones que se pueden aplicar:

- **BS 8.005-4:**

Intensidad de lluvia crítica: **10 l/s/ha**

Duración: **20 min**

- **ATV-A 128:**

Intensidad de lluvia crítica: $i = 15 \left(\frac{120}{T_c + 120} \right)$ [l/s/ha]

Duración: **20 min**

Siendo $T_c < 120$ min (Tiempo de concentración). En caso de $T_c > 120$ min, la intensidad de lluvia crítica se correspondería con 7.5 l/s/ha.

- **ÖWWV Regelbatt 19 de 1987:**

Intensidad de lluvia crítica: **15 l/s/ha impermeable**. (En medios receptores con posibles problemas de dilución **30 l/s/ha impermeable**).

Duración: **20 min**

Esta normativa realiza una apreciación, en caso de depósitos fuera de línea (catch tanks), se sugieren valores de **20 – 26 m³/ha** y en depósitos en línea (flow-through tanks) de **40 m³/ha**. Siempre que el medio receptor sea de importancia. Esta norma no permite depósitos totales menores de **50-100 m³**.

Estas formulaciones no contemplan los regímenes climatológicos diferentes de las zonas de aplicación, solo se deben de aplicar en casos de evidentes fenómenos de “*first flush*” estos pueden ser lugares como polígonos industriales, donde la contaminación de las calles y asociada a las primeras aguas de lluvia es evidente.

Cabe destacar, que estas aguas deben tratarse para ser enviadas de nuevo al medio receptor.

Es importante tener en cuenta que las estructuras anti-contaminación estarán indicadas según los estándares de calidad de los medios receptores.

b. Metodologías basadas en la modelización integrada

Para llevar a cabo esta metodología, que es mucho más compleja que la expuesta con anterioridad, primeramente, hay que realizar un proceso de etapas, en las que se encuentran las siguientes:

- Establecimiento del objetivo de protección: Hay que definir dos estándares, el **estándar de emisión**, donde se estudian e imponen las restricciones a los posibles vertidos a realizar y el **estándar de calidad ambiental**, que plantea objetivos realizables sobre el medio.
- Elección de la serie de lluvias a modelizar: Para el cálculo de el volumen de este depósito, no es necesaria una serie histórica de datos de lluvia muy extensa, con 5 años puede bastar s/referencia [3], aunque cuanto más información tengamos mejor, en el diseño del depósito anti-DSU han de tenerse en cuenta **todos los sucesos** de la lluvia, no solo los de cierta importancia.
- Modelización del estado actual, obteniendo el número anual de DSU y la masa anual media vertida.
- Simulación de ubicaciones y volúmenes, para que con los episodios de lluvia, se genere el objetivo de protección en ambos estándares.

2. Diseño de depósitos anti-inundación o laminadores

Para el diseño de este tipo de depósitos, se pueden usar tanto formulaciones empíricas (preferibles para una primera aproximación como puede ser un anteproyecto) o mediante modelos matemáticos que resuelvan ecuaciones de flujo no permanentes de la red para la lluvia de diseño, en este modelo debe tenerse en cuenta características hidráulicas, hidrológicas y topográficas de la red.

De los elementos que componen un depósito laminador, hay que tener en cuenta lo siguiente:

1. El colector de entrada puede entrar en carga, y debe dimensionarse para **la máxima capacidad de la red de alcantarillado aguas arriba**.
2. El colector de salida debe dimensionarse al menos para **la máxima capacidad de la red de alcantarillado aguas abajo** (no se limita el vaciado rápido).
3. El colector de by pass de pluviales, debe ser al menos, **igual que el colector de salida**.
4. El colector de by pass de residuales, debe ser al menos, igual que el **máximo caudal admitido por el sistema de depuración**.
5. Aliviadero de compartimentación, máxima capacidad del colector entrada funcionando en carga.
6. Aliviadero de emergencia funcional, máxima capacidad del colector de entrada funcionando en cargo.
7. Alivio a la superficie a través de orificios de ventilación, capacidad para evacuar la diferencia entre el máximo caudal admisible por el colector de entrada y el máximo admisible de salida.

Los caudales de entrada al laminador (QEL) siempre serán caudales punta.

Se denomina: $QEL = QD_p + QI_p + QP$.

En el caso de redes separativas el caudal de entrada será el caudal punta de pluviales.

El caudal de salida del laminador (QSL), se determina según la capacidad de la red de saneamiento aguas abajo.

Para el diseño de las redes de saneamiento en obras de urbanización, en los casos en los que sea preceptiva la colocación de estos elementos, se diseñará a partir de los modelos basados en modelización matemática.

Para estos modelos existen dos tipos de formas de calculo:

- i. Análisis frecuencial de volúmenes:

Es el método más correcto, pero se necesitan al menos 30 años de lluvias registradas.

Se basa en realizar un análisis frecuencial de las lluvias a partir de una simulación hidrológico-hidráulica, para ello primeramente se seleccionan los sucesos de lluvia más significativos de toda la serie. Una vez seleccionados, se simplifican si es preceptivo por la cantidad de datos (en ese caso, es importante comprobarlo con la serie completa al menos una vez).

Una vez tenemos las lluvias, usamos la serie de las lluvias realizando una hipótesis de un depósito de volumen infinito con una compuerta de salida que regule el caudal de salida ajustando el nivel de punto crítico del sistema aguas abajo.

Una vez simulado esto, obtenemos el volumen de depósito para cada lluvia simulada. Si se ordena de forma descendente, y se le asigna un periodo de retorno según la fórmula de California (n° años de la serie/ n° de orden del volumen), se obtiene un análisis frecuencial de volúmenes.

Finalmente, el volumen de diseño, será el que corresponda al periodo de retorno objetivo de protección.

Una vez establecido el volumen del depósito, se ajustará integrando todos los elementos y ajustándolo a los niveles de protección y criterios socio-económicos.

ii. Lluvia sintética a partir de curvas IDF:

En el caso de que no se disponga de datos reales lluvias, se pueden utilizar lluvias o hietogramas de diseño. La referencia [3], propone utilizar el hietograma sintético de Keifer y Chu que tiene como característica que la intensidad media máxima en cualquier intervalo de tiempo es igual a la dada por la curva IDF, sin embargo, en España se utiliza más el método de los bloques alternos. Una vez se tiene el hietograma de diseño, se introduce en el modelo matemático y se simula con esta lluvia, encontrando de esta manera el volumen necesario para que se produzca inundación en el sector que pretendemos proteger.

Este método con la lluvia sintética carece de la precisión del anterior, y puede llevar a dimensionamientos por el lado de la inseguridad. Es por ello, que se debe multiplicar por factores de ajuste según la zona (usando depósitos ya existentes en la zona o comprobando con registros de lluvias cercanos con un régimen hídrico similar). En el caso de Barcelona (aportado por referencia [3]), hay que multiplicar el volumen por 1.30, mientras que en el Delta del Llobregat es 1.50

Podemos ver que son dos zonas que estando cercanas no tienen el mismo ajuste del multiplicador, por lo que es de gran importancia corroborar, si se va a correlacionar dos lugares, que el régimen hídrico es asimilable.

5.2 MARCO NORMATIVO SOBRE SANEAMIENTO URBANO (SU)

Las redes de alcantarillado tienen dos partes claramente diferenciadas de legislación y reglamentación, en las que distinguimos principalmente la **componente medioambiental**, que rige principalmente los parámetros mínimos a adoptar para que los vertidos reincorporados al ciclo del agua tengan una calidad suficiente para que no afecten al medio y por otra parte, son una infraestructura básica dentro de las obras de urbanización, por lo que están reguladas por la **normativa urbanística** de aplicación ya que forman parte de un servicio esencial para la comunidad, cabe destacar, que en la unión de ambas normativas se encuentran las necesidades mínimas del correcto desarrollo del **ciclo del agua**, de forma que la reincorporación de las aguas una vez usadas sea sostenible y no conlleve un daño para el medio biótico y marino.

En cuanto a la normativa medioambiental, que no entra dentro de los objetivos del presente trabajo, cabe destacar que es una normativa muy extensa ya que hay un gran número de competencias y organismos implicados, que tienen cuatro niveles jerárquicos (Unión Europea, Estados miembros, regiones y entes locales), sin embargo, es necesario hacer referencias a algunas normas ya que son de especial aplicación dentro del diseño de las redes de SU.

La normativa urbanística de aplicación, así como las recomendaciones de diseño y guías técnicas, serán las que nos den las prescripciones a tener en cuenta dentro del diseño y construcción de las redes, aunque las normas de aplicación dentro del municipio serán las asociadas a los entes municipales, puesto que son finalmente estos los decisores de los criterios a adoptar en el diseño, construcción y gestión de las mismas.

4.1.8 Normativa Europea

Las directivas europeas que los estados miembros deben acatar en la cuestión que nos atañe son las siguientes:

[9] Directiva 91/271/CEE sobre el Tratamiento de las Aguas Residuales Urbanas [Directiva sobre Tratamiento de Aguas Residuales].

[10] Directiva Marco en Política de Aguas 2000/60/CE [Directiva Marco del Agua].

4.1.8.1 Directiva sobre Tratamiento de Aguas Residuales Urbanas

[9] está más enfocada a garantizar que las aguas residuales urbanas reciben un tratamiento adecuado antes de su vertido, para ello, establece dos obligaciones a cumplir por los estados miembros: “*en primer lugar que las aglomeraciones urbanas deberán disponer, según los casos, de sistemas de colectores para la recogida y conducción de las aguas residuales y, en segundo lugar, se prevén distintos tratamientos a los que deberán someterse dichas aguas antes de su vertido a las aguas continentales o marinas*”.

En la norma, se establecen los **plazos** para la instalación de los sistemas de colectores para aguas residuales, atendiendo a la **tipología del núcleo urbano**, así como al **área de vertido**. Asimismo, se establecen los **tratamientos necesarios**, los criterios para la determinación de las zonas sensibles, así como los plazos, condicionantes medioambientales previa depuración, condiciones de evacuación, controles analíticos y el contenido de la información que los Estados deben suministrar a la Comisión.

Esta normativa en lo que se refiere a la construcción de los sistemas de colectores, la definición sobre el funcionamiento es muy generalista y no tiene utilidad práctica en cuanto a lo que el dimensionamiento se refiere, principalmente se refiere a las siguientes consideraciones:

Se debe tener en cuenta que el diseño, construcción y mantenimiento de los sistemas colectores deberá realizarse de acuerdo con los mejores conocimientos técnicos que no redunden en costes excesivos, con especial atención al volumen y características de las aguas residuales urbanas, a la prevención de escapes y a la restricción de contaminación de las aguas receptores por desbordamiento de las aguas de tormenta.

El enfoque hacia los sistemas de saneamiento se basa en el objetivo primordial de la directiva en cuanto a la reducción de la carga contaminante de los vertidos.

Conclusión 1. Directiva 91/271/CEE

4.1.8.2 Directiva Marco del Agua

Mediante la promulgación de [10], se pretende establecer **una política común en la gestión del agua**, introduciendo en el marco europeo la concepción definitiva de los conceptos de desarrollo sostenible, gracias a esta directiva el agua deja de ser vista como un recurso pasa a ser parte fundamental de los ecosistemas hídricos y de la calidad medioambiental general.

En esta directiva se introducen varios **principios** como son los de **no deterioro y consecución del buen estado integral de las masas de agua**, principio del **enfoque combinado** de la **contaminación y gestión integrada** del recurso y principio de **participación pública y transparencia** en las políticas de agua.

Al igual que la normativa anterior el carácter es generalista y conceptual en lo que se refiere a los sistemas de saneamiento, pero es a partir de los conceptos promulgados en ella en los que se terminan

basando las normativas de aplicación en los entes municipales.

Conclusión 2. Directiva 2000/60/CE

4.1.9 Estatal

En materia de la política de aguas y medioambiental, la Constitución Española de 1978 reconoce la competencia propia de las autonomías, por lo tanto la competencia en esta política se transfiere a Andalucía en el contexto del presente TFM, las excepciones a estas reglas se sitúan en las obras públicas que tengan la calificación legal de interés general de Estado y cuya realización no afecte a otra comunidad autónoma, en tal caso, se ocupa la Administración Estatal, aun así resulta interesante realizar un repaso a la norma española sobre aguas, ya que es la responsable de la trasposición de las Directivas Comunitarias expuestas en el apartado anterior.

Las leyes, documentos y planes estudiados en este apartado se recogen a continuación:

- [11] Ley 29/1985, de 2 de agosto, de aguas [Ley de Aguas (1985)].
- [12] Real Decreto Ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas [Normas Aplicables al Tratamiento de las Aguas Residuales Urbanas].
- [13] Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de aguas residuales urbanas [Establecimiento de Normas de Tratamiento de Aguas Residuales Urbanas].
- [14] Ley 46/1999 de 13 de diciembre, de modificación de la Ley 29/1985, de 2 de Agosto de Aguas [Modificación de la Ley de Aguas (1985)].
- [15] Real Decreto 1/2001, de 20 de julio, por el que se aprueba el texto refundido de la ley de Aguas [Ley de Aguas (2001)].
- [16] Ley 62/2003, de 30 de diciembre, de medidas fiscales, administrativas y del orden social [Modificación Ley de Aguas (2001)].
- [17] Real Decreto 907/2007, de 6 de julio, por el que se aprueba el Reglamento de la Planificación Hidrológica [Reglamento de Planificación Hidrológica].
- [18] Orden ARM/2656/2008, de 10 de septiembre, por la que se aprueba la Instrucción de Planificación Hidrológica [Instrucción de Planificación Hidrológica] (Modificada por Orden ARM/1195/2011).
- [19] Real Decreto 1290/2012, de 7 de septiembre, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, y el Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas. [Modificación de Normas Aplicables al Tratamiento de Aguas Residuales Urbanas].
- [20] Ley 21/2013, de 9 de diciembre, de evaluación ambiental [Ley de Evaluación Ambiental].
- [21] Plan Nacional de Calidad de las Aguas. Saneamiento y Depuración.
 - Planes de Cuenca Intercomunitarias en Andalucía.
 - Demarcación Hidrográfica del Guadalquivir .
 - Demarcación Hidrográfica del Segura.
 - Demarcación Hidrográfica del Guadiana.

Los aspectos más destacables de las leyes que se explicarán en lo siguiente son:

- **Delegación de competencias en las Comunidades Autónomas en lo referente a cuencas**

internas.

- **Adopción de la directiva comunitaria en cuestiones de protección medioambiental.**
- **Ausencia de carácter normativo en cuanto al dimensionamiento se refiere en las infraestructuras de saneamiento.**

4.1.9.1 Ley de Aguas (1985)

La ley 29/1985, del 2 de agosto, se corresponde con una puesta al día en materia de aguas del Estado Español, sustituyendo a la anterior ley de Aguas del 13 de junio de 1879, es por tanto una revisión profunda de la misma.

En lo que respecta al SU, la ley no tiene un carácter regulador, pero si versa sobre la protección del dominio público hidráulico, así como de la contaminación y los vertidos, así como de la regulación de estos.

Esta ley da un primer paso para el control de la contaminación, pero solo en una primera aproximación ya que no establece los mecanismos para el control de la calidad de las aguas.

Conclusión 3. Ley 29/1985, de 2 de agosto

4.1.9.2 Normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas

Mediante este RDL [12], se lleva a cabo la transposición a la normativa estatal de la Directiva comunitaria. Es en este Real Decreto donde se transfiere las competencias a las Comunidades Autónomas para con el cumplimiento de la norma, por lo que la normativa autonómica debe adaptar el Decreto Ley a la propia legislación sobre aguas.

Cabe destacar que ese mismo año se aprobó el Plan Nacional de Saneamiento y Depuración de Aguas Residuales, con el objetivo de cumplir la normativa europea sobre vertidos y depuración de aguas residuales, cuya revisión es el Plan Nacional de Calidad de las Aguas (2007-2015) [21].

Lo más importante de este RDL es la definición en primera instancia de los **parámetros mínimos a llevar a cabo por las Comunidades Autónomas en los municipios que cumplan una serie de características y presenten unas deficiencias en cuestión de SU, así como un plazo para la consecución de los objetivos propuestos por esta ley.**

Los más importantes son los **artículos 4 y 5**, en materia de SU, que exponemos a continuación:

Artículo 4: Sistemas de Colectores

Las aglomeraciones urbanas que se indican a continuación deberán disponer de sistemas colectores para las aguas residuales urbanas, en los siguientes plazos:

a) Antes del 1 de enero del año 2001, aquellas que cuenten con más de 15.000 habitantes-equivalentes.

b) Antes del 1 de enero del año 2006, aquellas que tengan entre 2.000 y 15.000 habitantes-equivalentes.

c) Antes del 1 de enero del año 1999, aquellas que cuenten con más de 10.000 habitantes-equivalentes y viertan en una «zona sensible», declarada de acuerdo con lo establecido en el artículo 7 de este Real Decreto-ley.

2. No obstante, en los supuestos en que no se estime justificada la instalación de un sistema colector, bien por no suponer ventaja alguna para el medio ambiente, o bien porque su instalación implique

un coste excesivo, en relación a la utilización de sistemas individuales, las Comunidades Autónomas podrán establecer que las aglomeraciones urbanas utilicen sistemas individuales u otros sistemas adecuados que impliquen un análogo nivel de protección ambiental.

Artículo 5: Tratamiento secundario de las aguas residuales urbanas

1. Las aglomeraciones urbanas que se indican a continuación deberán aplicar a las aguas residuales que entren en los sistemas colectores un tratamiento secundario o proceso equivalente, en los siguientes plazos:

a) Antes del 1 de enero del año 2001, aquellas que cuenten con más de 15.000 habitantes-equivalentes.

b) Antes del 1 de enero del año 2006, aquellas que cuenten entre 10.000 y 15.000 habitantes-equivalentes.

c) Antes del 1 de enero del año 2006, aquellas que cuenten entre 2.000 y 10.000 habitantes-equivalentes y viertan en aguas continentales o estuarios.

2. Para las aglomeraciones urbanas contempladas en el párrafo a) del apartado anterior, se podrá solicitar a la Comisión Europea, excepcionalmente y por problemas técnicos, una ampliación del plazo, que tendrá como límite el 31 de diciembre del año 2005. En tales supuestos, las Comunidades Autónomas justificarán debidamente las dificultades técnicas y propondrán un programa de acción, que formará parte integrante del programa de aplicación regulado en el artículo 9 de este Real Decreto-ley. Las Comunidades Autónomas comunicarán estos programas de acción a la Administración General del Estado para su traslado a la Comisión Europea.

Extracto 1. RDL 11/1995

4.1.9.3 Establecimiento de normas de tratamiento de aguas residuales urbanas

En este RD [13] se desarrollan los parámetros necesarios para cumplir las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas [12], declara las condiciones técnicas de los colectores, las instalaciones de tratamiento, como se determinan los habitantes-equivalentes, etc.

Además de estos valores da una serie de anexos, en los que se da los requisitos de vertidos de aguas residuales urbanas, así como los requisitos para los vertidos controlados de las mismas post-tratamiento de estos.

Como ejemplo de los valores más importantes en cuestión de vertidos tenemos:

Parámetros	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción	Método de medida de referencia
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO ₅ a 20 °C) sin nitrificación	25 mg/l O ₂	70-90 40 en Alta Montaña	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Determinación del oxígeno disuelto antes y después de cinco días de incubación a 20 °C, en completa oscuridad. Aplicación de un inhibidor de la nitrificación
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	125 mg/O ₂	75	Muestra Homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Dicromato potásico
Total de sólidos en suspensión	35 mg/l	95	Filtración de una muestra representativa a través de una membrana de filtración de

			<p>0.45 micras. Secado a 105 °C y pesaje.</p> <p>· Centrifugación de una muestra representativa (durante cinco minutos como mínimo, con una aceleración media de 2 800 a 3 200 g), secado a 105 °C y pesaje</p>
--	--	--	---

Tabla 18. Requisitos más importantes de los vertidos de aguas residuales urbanas s/Ref. [13]

4.1.9.4 Modificación de la Ley de Aguas (1985)

Esta ley se corresponde con la modificación de la Ley de Aguas [11], vigente en 1999, con el objetivo de adaptarla a las nuevas directrices europeas sobre el medio ambiente.

En lo que respecta al SU, cabe destacar el **cambio conceptual del tratamiento de los vertidos**, que quedan prohibidos por norma, con excepción del permiso administrativo que está condicionado al **buen estado ecológico de los vertidos**.

Estas modificaciones se recogieron en un texto refundido de la ley de Aguas mediante el Real Decreto Legislativo 1/2001, siendo esta la actual ley referente con respecto a la regulación de los vertidos sobre el dominio público hidráulico.

Esta ley introduce el concepto de tratamiento de los vertidos por norma, y regula por primera vez los vertidos condicionándolos a su buen estado.

Conclusión 4. Ley 46/1999, de 15 de marzo

4.1.9.5 Ley de Aguas (2001)

Tal y como se comenta en el apartado anterior, la Ley de Aguas (2001) [15] recoge principalmente la **regulación sobre vertidos** al dominio público hidráulico, **así como las sanciones** además de la formalización de las sanciones aplicables y dispone la **explotación de las depuradoras mediante el organismo de cuenca pertinente**.

En la cuestión del SU da unas directrices a llevar a cabo por los organismos de cuenca en cuanto a los vertidos se refiere, por lo que afecta directamente al SU en su concepción.

Conclusión 5. RD 1/2001, de 20 de julio

4.1.9.6 Modificación de Ley de Aguas (2001)

En el artículo 129 de la Ley 62/2003 [16] se modifica el texto refundido de la Ley de Aguas (2001) [15], dando pie a que sean las **Comunidades Autónomas las que establezcan las medidas necesarias para el cumplimiento tanto de las directivas comunitarias como de la trasposición estatal de la misma y se incorporen a la legislación propia de la comunidad**, así como la modificación de varios artículos de la norma, entre ellos el referente a los SU.

Es una revisión del RD 1/2001 y busca la trasposición completa de la normativa europea en materia de Aguas, llevando a cabo modificaciones sustanciales en los conceptos anteriormente planteados por el Real Decreto [15].

Conclusión 6. Ley 62/2003

4.1.9.7 Reglamento de la Planificación Hidrológica

El reglamento es aplicable a cuencas intercomunitarias, como pueden ser en el ámbito andaluz que nos atañe en el presente trabajo la D.H. del Guadalquivir, D.H. del Segura y la D.H. del Guadiana, estas demarcaciones hidrográficas están controladas por el organismo estatal, es por ello, que están sujetas a la normativa estatal.

En materia de SU es importante este concepto puesto que es este organismo el que controla los vertidos que están aceptados o no, siendo un aspecto muy importante de la concepción del SU, y por tanto es el reglamento el que recoge las medidas a seguir por los organismos competentes.

Conclusión 7. RD 907/2007

4.1.9.8 Instrucción de Planificación Hidrológica

Deroga la Orden del Ministerio de Obras Públicas y Transportes del 24 de septiembre de 1992, por la que se aprueban las instrucciones y recomendaciones técnicas complementarias para la elaboración de los Planes Hidrológicos de cuencas intercomunitarias.

En esta instrucción se recogen algunos aspectos más técnicos que las anteriores normas estatales, uno de los aspectos que recoge son las dotaciones estimadas para núcleos poblacionales y dotaciones de aguas industriales, es por ello, que esta normativa aun siendo generalista en su contexto define algo más los datos recogidos por la administración estatal y nos da un orden de magnitud de variables imprescindibles para un correcto dimensionamiento del SU en Obras de Urbanización, como pueden ser los siguientes:

Tabla 49. Dotaciones de agua suministrada en litros por habitante y día. Población permanente.

Población abastecida por el sistema (municipio, área metropolitana, etc.)	Valor de referencia	Rango admisible
Menos de 50.000	340	180-640
De 50.000 a 100.000	330	180-570
De 100.000 a 500.000	280	180-490
Más de 500.000	270	180-340

Tabla 50. Dotaciones de consumo doméstico en litros por habitante y día. Población permanente.

Población abastecida por el sistema (municipio, área metropolitana, etc.)	Valor de referencia	Rango admisible
Menos de 50.000	180	100-330
De 50.000 a 100.000	180	100-270
De 100.000 a 500.000	140	100-190
Más de 500.000	140	100-160

Tabla 19. Cuadro Resumen de Dotaciones Propuestas por la IPH

4.1.9.9 Modificación de Normas de Tratamiento de Aguas Residuales Urbanas

En el RD 1290/2012, de 7 de septiembre, se realizan modificaciones apreciables en la normativa básica que afecta al SU en España.

Implementa modificaciones en el cálculo de coeficientes del canon de control de vertidos, así como modifica la organización y funciones de varios consejos del Agua de algunas Demarcaciones Hidrológicas, una de ellas, la D.H. del Guadalquivir.

Conclusión 8. RD 1290/2012, de 7 de septiembre

4.1.9.10 Ley de Evaluación Ambiental

Tal y como se viene diciendo en los apartados anteriores y en las leyes preceptivas, uno de los aspectos más importantes a cumplir en el SU es la reglamentación de vertidos, es por ello que es de especial atención la legislación de evaluación ambiental.

Define el alcance del informe de evaluación ambiental a generar, este dependerá de la magnitud del proyecto, así como de su localización, en el Anexo II de la ley encontramos las necesidades a los que se someten las infraestructuras a proyectar, en nuestro caso, las infraestructuras de saneamiento estarían dentro de las obras de urbanización por lo que estarían sometidas, en general, a la

evaluación ambiental simplificada (exceptuando plantas de tratamientos de aguas residuales cuya capacidad sea superior a 150 000 hab-eq).

Conclusión 9. Ley 21/2013, de 9 de diciembre

4.1.9.11 Plan Nacional de Calidad de las Aguas. Saneamiento y Depuración

Se define a sí mismo como una **estrategia nacional** encaminada a alcanzar los objetivos ambientales de la directiva marco del agua y apoyar los esfuerzos de las comunidades y ciudades autónomas locales, así como de las corporaciones locales en el ámbito de sus competencias, es por ello un plan de especial relevancia en cuanto al saneamiento urbano se refiere.

Recoge actuaciones para cumplir necesidades futuras, como pueden ser las remodelaciones de depuradoras, construcción de tanques de tormenta, remodelación de redes de colectores, estaciones de bombeo de aguas residuales.

Pone de manifiesto la inexistencia en Andalucía de un Plan de Saneamiento y Depuración e insta a la Junta de Andalucía a la creación de este.

Conclusión 10. PNCA

4.1.9.12 Planes de Cuenca

Los planes de cuenca que afectan las Demarcaciones Hidrográficas de cuencas intercomunitarias están regulados por la administración central, y estos a su vez regulan las situaciones sobre el SU en sus cuencas vertientes, por lo que son de especial relevancia para este trabajo.

En el marco competencial, las competencias atribuidas a las Comunidades Autónomas es el auxilio técnico en materia de abastecimiento y saneamiento de las poblaciones, mientras que, **las corporaciones locales tienen atribuidas las competencias en abastecimiento y saneamiento (artículo 25 de la Ley 7/1985, de 2 de abril)**

Sin embargo, estos planes regulan los condicionantes administrativos sobre los vertidos en sus cuencas, es por ello, que es necesario mencionarlos en el marco legal.

Las demarcaciones hidrográficas de competencia estatal, cuyo territorio se encuentra dentro de la Comunidad Autónoma de Andalucía son los siguientes:

- Demarcación Hidrográfica del Guadalquivir
- Demarcación Hidrográfica del Segura
- Demarcación Hidrográfica del Guadiana

En sus planes hidrológicos las demarcaciones hidrográficas se hacen eco en materia de vertidos de las Directivas Comunitarias promulgadas por la Unión Europea y su trasposición a la normativa española.

Conclusión 11. Planes de Cuenca Intercomunitarios

4.1.10 Comunidad Autónoma de Andalucía

La Comunidad Autónoma de Andalucía, tal y como se viene comentando en los apartados

La Comunidad Autónoma de Andalucía, tal y como se viene comentando en los apartados anteriores, es la responsable de la asistencia técnica sobre el SU en su territorio, es por ello, que se desarrollan las leyes que regulan este aspecto y su alcance.

Las leyes que se han estudiado en el ámbito andaluz son las siguientes:

[22] Ley 9/2010, de 30 de julio, de Aguas de Andalucía [Ley de Aguas de Andalucía].

[23] Acuerdo de 26 de octubre de 2010, del Consejo de Gobierno, por el que se declaran de interés de la Comunidad Autónoma de Andalucía las obras hidráulicas destinada al cumplimiento del objetivo de la calidad de las aguas de Andalucía [Declaración de Obras Hidráulicas de Interés de la Comunidad Autónoma].

[5] Orden de 11 de marzo de 2015, por la que se aprueba la Instrucción de Planificación Hidrológica para las Demarcaciones Hidrográficas Intracomunitarias de Andalucía [Instrucción de Planificación Hidrológica para las Demarcaciones Hidrográficas de Andalucía].

Planes de Cuenca:

- Demarcación Hidrográfica de las Cuencas Mediterráneas Andaluzas
- Demarcación Hidrográfica del Guadalete-Barbate
- Demarcación Hidrográfica del Tinto, Odiel y Piedras

4.1.10.1 Ley de Aguas de Andalucía

Es la ley que rige los recursos en materia de aguas en Andalucía, en ella se disponen varios elementos importantes del aspecto legislativo del SU, así como condicionantes y competencias de los sistemas dependiendo de su importancia para la comunidad.

Los aspectos más importantes en SU de esta ley, son los siguientes:

a) Competencias de los municipios:

El saneamiento o recogida de las aguas residuales urbanas y pluviales de los núcleos de población a través de las redes de alcantarillado.

La depuración de las aguas residuales urbanas, que comprende la intercepción y el transporte de las mismas mediante los colectores generales, su tratamiento hasta el vertido del efluente a las masas de aguas continentales o marítimas.

La reutilización, en su caso, del agua residual depurada, en los términos de la legislación básica.

La aprobación de las tasas o las tarifas que el municipio establezca como contraprestación por los servicios del ciclo integral del agua de uso urbano dentro de su término municipal, sin perjuicio de lo dispuesto en el siguiente artículo y, en lo que se refiere a la tarifa, la normativa reguladora del régimen de precios autorizados en la Comunidad Autónoma de Andalucía.

El control y seguimiento de vertidos a la red de saneamiento municipal, así como el establecimiento de medidas o programas de reducción de la presencia de sustancias peligrosas en dicha red.

La autorización de vertidos a fosas sépticas y a las redes de saneamiento municipales.

La potestad sancionadora, que incluirá la de aprobar reglamentos que tipifiquen infracciones y sanciones, en relación con los usos del agua realizados en el ámbito de sus competencias de abastecimiento, saneamiento y depuración de las aguas residuales, de acuerdo con lo establecido en el artículo 112 de esta Ley

*La potestad de ordenación de los servicios de agua implicará **la competencia municipal para aprobar reglamentos para la prestación del servicio y la planificación**, elaboración de proyectos, dirección y ejecución de las obras hidráulicas [...], que deberán respetar lo establecido en la planificación hidrológica y los planes y proyectos específicos aprobados en el ámbito de la demarcación.*

Estas competencias podrán generarse o por el municipio, por la diputación provincial o en su caso por entes supramunicipales que velarán por la aplicación homogénea de las normativas técnicas.

Desarrolla la garantía de depuración, en la que define una serie de criterios en caso de que hubiera

algún riesgo de que esta no se cumpliera, así como el régimen sancionador aplicable.
La ley contiene en su Sección II un canon de mejora de infraestructuras hidráulicas de depuración de interés de la Comunidad Autónoma, así como para Entes Locales.

Extracto 2. Ley 9/2010, de 30 de julio

4.1.10.2 Declaración de Obras Hidráulicas de Interés de la Comunidad Autónoma

En este acuerdo se dan una serie de infraestructuras sobre las que la responsabilidad de la ejecución recae sobre la Comunidad Autónoma en detrimento de los Entes Locales.

Da un listado de infraestructuras de SU (habitualmente la construcción de EDARs y colectores primarios) que considera de interés de la Comunidad Autónoma, de las que se ha hablado en el apartado anterior, y que por tanto asume su gestión la Junta de Andalucía.

Conclusión 12. Acuerdo de 26 de octubre de 2010

4.1.10.3 Instrucción de Planificación Hidrológica para las Demarcaciones Hidrográficas Intracomunitarias de Andalucía

Al igual que en el ámbito estatal, la Instrucción de Planificación Hidrológica regula los vertidos y hace referencia a las presiones e incidencias antrópicas significativas, donde se encuentran tanto los vertidos, como las alteraciones morfológicas producidas por la urbanización de los suelos.

Al igual que la norma estatal, da unos valores de dotaciones muy valiosos para el SU, dependiendo del uso del suelo.

Además, da unas tablas auxiliares para la descripción general de usos y presiones que dependen de sus características, como pueden ser la naturaleza y características de los vertidos, los tipos de tratamientos de las EDAR, los usos del agua, etc..., así como la relación de medidas y el articulado donde se regula dicha medida.

(Esta información se encuentra en los Anexos V, VI y VII de la Instrucción.)

Conclusión 13. Orden de 11 de marzo de 2015

4.1.10.4 Planes de Cuenca Intracomunitarios

Al igual que los planes de cuenca gestionados por la administración central, en los planes de cuencas intracomunitarias aparecen la gestión de vertidos en sus aguas, es por ello, que mencionamos aquí las demarcaciones hidrográficas cuyo territorio se encuentra en Andalucía íntegramente.

- Demarcación Hidrográfica de las Cuencas Mediterráneas Andaluzas
- Demarcación Hidrográfica del Guadalete-Barbate
- Demarcación Hidrográfica del Tinto, Odiel y Piedras

Se definen los estados de las masas de agua, y por tanto los vertidos que pueden ser aprobados, así como se hace una recopilación de las demandas de agua y presiones en el ámbito territorial correspondiente a cada demarcación.

Conclusión 14. Planes de Cuenca Intracomunitarios

5.3 NORMATIVA TÉCNICA Y RECOMENDACIONES SOBRE SU

A continuación se ha recopilado la normativa técnica estatal y municipal existente, dado que autonómica no se ha encontrado.

5.3.1 Estatal

La normativa técnica y recomendaciones estatal sobre saneamiento urbano no es muy extensa, sin embargo, nos encontramos con varias normas de referencia usadas por lo general en las normas técnicas más importantes dentro del ámbito municipal andaluz, por lo cual se mencionan en este apartado, dado su importancia.

5.3.1.1 Norma de Aplicación

[24] Orden de 15 de septiembre de 1986 por la que se aprueba el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Tuberías de Saneamiento de Poblaciones. (Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Gobierno de España).

5.3.1.2 Normas Subsidiarias

[25] Orden Circular 17/2003: Recomendaciones para el Proyecto y Construcción del Drenaje Subterráneo en Obras de Carretera.

[26] Orden FOM/298/2016, de 15 de febrero, por la que se aprueba la norma 5.2 – IC de drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras.

5.3.1.3 Guías Técnicas y Recomendaciones

[27] Normas para la redacción de proyectos de Abastecimiento y Saneamiento de Poblaciones. (Diciembre de 1977, MOPU).

[28] Recomendaciones sobre Acometidas de Saneamiento. (Asociación Española de Abastecimientos de Agua y Saneamiento, 1992).

[29] Cálculo Hidrometeorológico en Pequeñas Cuencas Naturales (MOPU, 1988).

[3] Guía Técnica sobre redes de Saneamiento y Drenaje Urbano (CEDEX, 2007).

5.3.2 Municipal

La normativa municipal es muy extensa, para cada municipio, es por ello, que en el presente trabajo se utilizarán normativas técnicas municipales que por su contenido y calidad sean de referencia en toda la comunidad autónoma.

5.4 RESUMEN

La redacción de los proyectos de diseño de redes de saneamiento urbano tiene varias componentes que hacen de su redacción teniendo una base teórica simple una tarea compleja.

Los múltiples agentes a tener en cuenta, como pueden ser las normas europeas, estatales y autonómicas que fijan principalmente los parámetros a seguir por los municipios, pero teniendo la responsabilidad final de aprobación del proyecto de urbanización el ayuntamiento del municipio, implica que un proyecto válido en una localidad, en la vecina puede encontrarse con que su definición y alcance es incorrecto. Esto implica una gran variedad de criterios de proyectos y sobrecostes en las empresas consultoras que se dedican a este tipo de negocio.

Además de la normativa, encontramos con varios libros de referencia en España, donde se ha encontrado la base teórica de lo dispuesto en las NTM de aplicación, se busca con el desarrollo pormenorizado de los elementos más importantes dentro del diseño del saneamiento urbano, como pueden ser la tipología de sistemas de saneamiento, trazado de redes, formas de evacuación, elementos complementarios de la red, etc...dar una visión global teórica de los principales elementos que

contiene un proyecto de diseño de redes de saneamiento, así como se da una aproximación a la evolución de los métodos.

De esta forma podemos ver como en la ref. [3], se hace mención a los métodos matemáticos, cuya operatividad real depende de la capacidad de un computador, un buen ejemplo de ello puede ser el cálculo propuesto para los depósitos laminadores mediante series de lluvias completas.

Finalmente lo que se traduce del contenido de los apartados anteriores es la existencia de una gran cantidad de métodos, tanto empíricos como teóricos, que permite si bien un buen ajuste de los datos existentes, implica que no haya un criterio claro en cuanto al desarrollo de los proyectos de diseño de redes de saneamiento.

6 BASES DEL ESTUDIO

El ámbito del presente estudio será el de todos los municipios de Andalucía, y para ello se tendrá en cuenta tanto las condiciones de tamaño, como la localización geográfica, la orografía y la existencia de normativa municipal de los mismos.

La variada situación que encontramos en los municipios de toda la comunidad autónoma de Andalucía respecto a las anteriores variables, implica que será necesario profundizar en el análisis de los factores anteriores y la posible influencia en el dimensionamiento de las redes de saneamiento urbano que estos pudieran tener.

Por otra parte la indeterminación sobre las condiciones que debemos tener en cuenta a la hora de fijar la carga hidráulica que debe soportar nuestras de redes de saneamiento, hace necesario profundizar en las formulaciones que la bibliografía de referencia nos presenta sobre la misma, frente a la **ausencia de una normativa unificadora**⁴ que nos permita acogernos a ella.

De aquí que el técnico municipal se encuentra ante la necesidad de apoyar sus criterios de dimensionamiento de las redes de saneamiento (dimensionamiento hidráulico especialmente) en las referencias que existen. Referencias que son muchas y variadas, con resultados dispares y a veces muy alejados de la práctica habitual, que causan por lo menos perplejidad e incertidumbre, en un campo con responsabilidad social al ser estas obras unas obras marcadamente públicas financiadas con presupuestos públicos.

Por tanto, se ha estimado necesario en el presente TFM, realizar una **propuesta de criterios** para el dimensionamiento hidráulico de las redes de saneamiento urbano, que pudiera servir como base para la redacción de una futura *Guía Técnica sobre el Diseño en Andalucía* de estas instalaciones urbanas.

Para ello se va a realizar un **estudio de la normativa técnica** sobre la materia existente en los municipios de Andalucía, para lo cual se ha optado por:

- Primero identificar los parámetros de diseño de las normativas técnicas, que ha supuesto identificar una serie de variables principales para el dimensionamiento hidráulico de las redes

⁴ La autonomía local, consagrada en nuestro derecho constitucional, determina que las administraciones competentes para fijar las condiciones de las obras de urbanización son las **administraciones municipales** a través de la normativa de los planes generales de ordenación urbana.

Bien es verdad que la Comunidad Autónoma en base a la potestad que le otorga su Estatuto de Autonomía es competente para legislar en materia de ordenación de territorio, y por tanto podría haber redactado una normativa técnica que unificara los criterios técnicos para el diseño y dimensionamiento de las instalaciones urbanas entre las que se encuentra las redes de saneamiento y drenaje urbano.

- Por otra parte categorizar dichos municipios, por tamaño de población, para desde esa “homogeneidad” realizar el análisis comparado entre normativas.
- Posteriormente realizar estudiar los valores adoptados para cada una de las variables estudiadas, en las diferentes normativas técnicas, pero en cada categoría de municipios.

6.1 VARIABLES ANALIZADAS

Para llevar a cabo el estudio, se han considerado cuatro grupos de variables, según factores de diseño considerados atendiendo a diferentes aspectos del mismo, y así se han fijado los siguientes grupos de variables:

1. Elementos y Materiales.
2. Variables Funcionales de la Red.
3. Cálculo de Caudales
4. Variables Constructivas

Cada grupo de variables se describe a continuación y atienden a un aspecto del diseño.

6.1.1 Grupo G1 – Elementos y materiales

Dentro de este grupo de variables se han considerado las correspondientes a:

- i. Trazado (TZ)
- ii. Imbornales (IM)
- iii. Acometidas domiciliarias (AD)
- iv. Pozos de registro (PZ)
- v. Material de los conductos y diámetros mínimos (MC)

6.1.2 Grupo G2 – Variables funcionales de la Red

Las variables que se han considerado que afectan al funcionamiento hidráulico de la red, han sido:

- i. Profundidad de los conductos (PZ)
- ii. Separación a otros servicios (SS)
- iii. Pendiente máxima (Im%)
- iv. Pendiente mínima (im%)
- v. Velocidad máxima de circulación (VM)
- vi. Velocidad mínima de circulación (Vm)
- vii. Altura de Calado (HM)

6.1.3 Grupo G3 - Cálculo de Caudales

En este grupo solo se han considerado las correspondientes a dos tipos de aguas según su origen:

- i. Pluviales (QP)
- ii. Residuales (QR)

Estas últimas sin distinguir su origen según el uso del suelo sea residencial, industrial o bien de usos

terciarios, si bien hay algunas normativas que si que recogen este aspecto, pero no es lo habitual.

6.1.4 Grupo G4 - Variables Constructivas

Por ultimo también se han considerado variables del proceso constructivo, que aunque no condiciona los dimensionamientos hidráulicos de la red, se ha considerado oportuno estudiarlas ya que se han de revisar las normas.

Las variables consideradas han sido:

- i. Apoyo en el terreno (CT)
- ii. Relleno (RL)
- iii. Compactación de relleno (CC)
- iv. Reposición de Calzada (CZ)
- v. Ancho de zanja (AZ)

6.2 CARACTERIZACIÓN DE LOS MUNICIPIOS

Como se ha citado anteriormente el estudio de las variables se enfoca en base al tamaño de los municipios de Andalucía, dado que como es lógico esperar en función de su tamaño disponen de una administración municipal más potente y más especializada para cubrir los servicios municipales. Esto implica que, al tener más recursos y más medios técnicos, han podido desarrollar una normativa técnica específica adaptada a sus redes en base a su experiencia y conocimiento del comportamiento hidráulico y mecánico de sus redes de saneamiento urbano.

Por otro lado también hay que tener en cuenta el modo de gestión de estos servicios públicos. Gestión que puede ser por medios propios (servicios municipales o empresas públicas municipales) o bien por gestión indirecta (empresas concesionaria). En cada caso podrá ocurrir que la experiencia local se haya materializado con más detalle en las normativas técnicas (primer caso) o bien se haya recurrido a la experiencia general de la empresa privada (segundo caso) que puede estar más o menos fundada en el conocimiento local de la red de saneamiento.

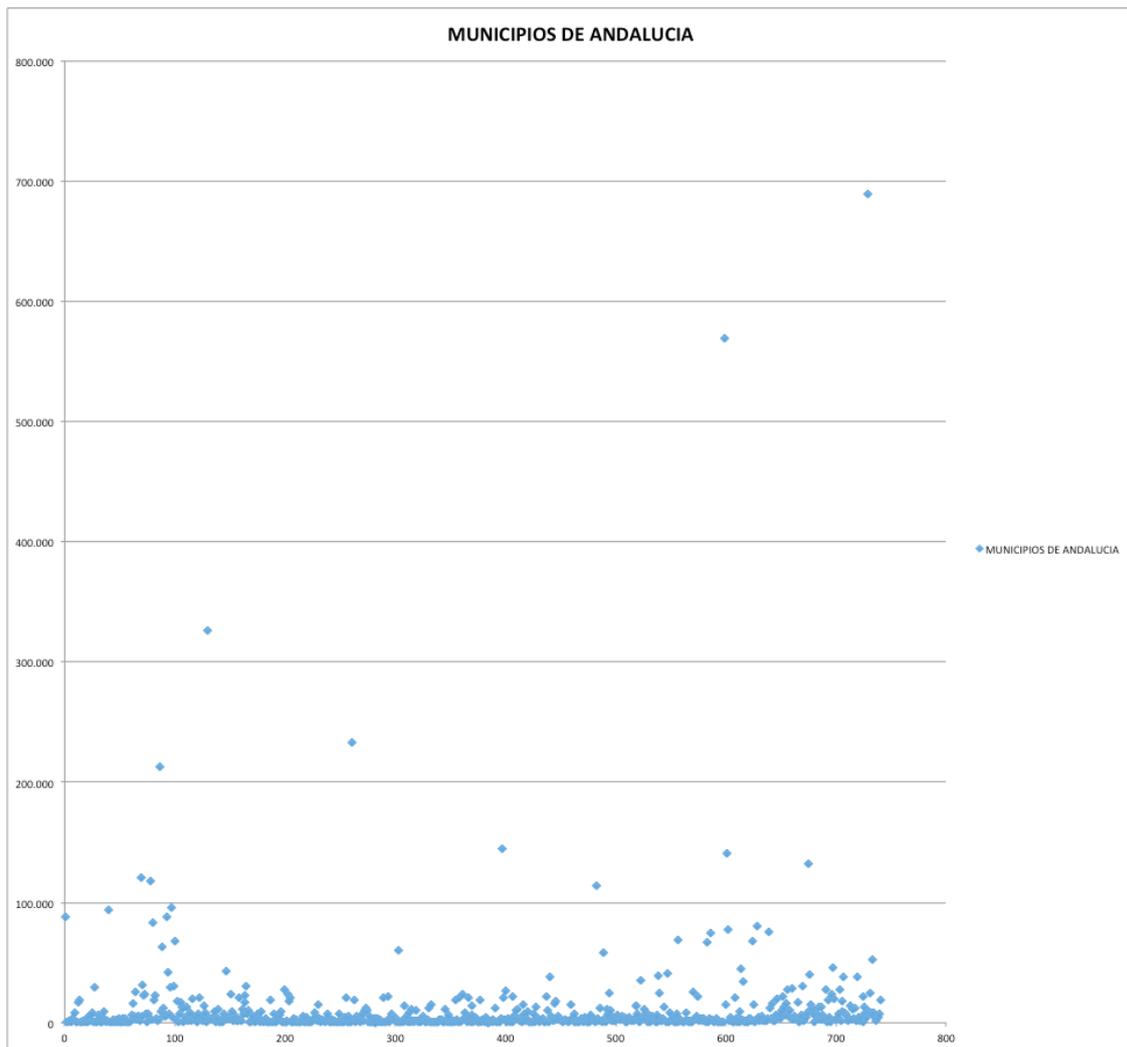
Este último aspecto del tipo de gestión no se ha tenido directamente en cuenta en la clasificación de los municipios pero si se ha descrito en los estudios comparados como se verá más adelante.

6.2.1 Identificación de los municipios

Para el estudio de los municipios se ha realizado la búsqueda en INE

De dicha fuente se ha obtenido la información que se presenta en el Anejo xx, en la cual se pueden identificar la existencia de **779 municipios** que están distribuidos en las ocho provincias de la división administrativa de Andalucía.

Como podemos ver en la siguiente gráfica, la distribución del tamaño del municipio según la población nos marca una tendencia a la existencia de números municipios con población inferior a 50.000 habitantes, destacando que solo las provincias de Cádiz, Córdoba, Málaga y Sevilla tienen un número significativo de municipios con población mayor de 50.000 habitantes



Grafica 1 - DISTRIBUCION DE MUNICIPIOS POR POBLACION

6.2.2 Criterios para la clasificación de municipios

Los criterios seguidos han sido evidentemente el tamaño de población, pero con una categorización en base a la estructura del Sistema de Ciudades de Andalucía, establecido en el Plan de Ordenación de territorio de Andalucía (POTA)

Para ello se han considerado los dos grandes centros regionales, que tienen una población muy superior al resto de las ciudades de Andalucía.

A continuación, se han fijado una categoría para recoger los siguientes municipios cuyos núcleos principales actúan como resto de centros regionales.

Como tercera categoría se han determinado atendiendo al tamaño de las Ciudades Medias del sistema territorial.

Por último, se ha recogido una última categoría, con los municipios con poblaciones inferiores a 50.000 habitantes, al ser en estas ciudades donde estimamos que se van a encontrar más carencias de normativas técnicas, y por tanto con más posible disparidad de aplicación de los factores de dimensionamiento hidráulico.

Por tanto, se han establecido una distribución de núcleos urbanos para su estudio en base a cuatro niveles de tamaño de población, que nos dan las siguientes categorías:

- Categoría I: Municipios con población mayor de 500.000 habitantes
- Categoría II: Municipios con poblaciones entre 500.000 y 100.000 habitantes
- Categoría III: Municipios con poblaciones entre 100.000 y 50.000 habitantes
- Categoría IV: Municipios con poblaciones inferiores a 50.000 habitantes

6.2.3 Distribución de municipios por categorías

La distribución de los 779 municipios en las anteriores categorías se muestra en la tabla la siguiente, en la que destaca que 749 (97 %) de los municipios de Andalucía están dentro de la categoría IV. Además dichos municipios representan el 49 % de la población total de Andalucía

DISTRIBUCION POR CATERGORIAS				
POBLACIÓN TOTAL		8.379.820 habitantes		
nº de Municipios		778		
	Nº Habitantes	% s/ Población	Nº Municipios	% s/ Municipios
POBLACIÓN NIVEL 4	4.120.614	49,17%	749	96,27%
POBLACIÓN NIVEL 3	1.261.523	15,05%	17	2,19%
POBLACIÓN NIVEL 2	1.739.247	20,76%	10	1,29%
POBLACIÓN NIVEL 1	1.258.436	15,02%	2	0,26%

Tabla 20 - Distribución de Municipios por categorías (Fuente: Elaboración propia)

Es por ello, que el estudio se centrara en la aplicación de la propuesta de factores de dimensionamiento a los municipios de categoría IV, **donde ante su elevado número podemos encontrarnos bien con una mayor discrepancia entre normativas o bien con la inexistencia de estas.**

Por otra parte y dado el elevado número de municipios que se encuentran en la categoría IV, se ha considerado conveniente realizar una subdivisión por otros dos niveles poblacionales inferiores al límite superior (1.000 y 10.000 habitantes) como se puede observar en la siguiente tabla.

Distribución Nivel 4	Nº Municipios	% s/ Municipios	Habitantes	% s/ Habitantes totales
POB. < 1 000 HAB	211	27%	109.961	1,31%
POB. 1 000 - 10 000	413	53%	1.509.801	18,02%
POB. 10 000 - 50 000	125	16%	2.500.852	29,84%

Tabla 21 - Distribución de Municipios de categoría IV

Se deduce de esta última discretización de la categoría IV, que aproximadamente un **30 % de los municipios de Andalucía tiene una población entre 10.000 y 50.000 habitantes.**

La distribución de municipios según categorías por provincias se presentan en las siguientes tablas, en las cuales podemos observar que las provincias donde mas población hay en municipios de categoría IV son Jaén (86 %), Sevilla (63 %) y Córdoba (59 %); mientras que las provincias con mas población en municipios de categoría III son Cádiz (32 %), Almería (26 %) y Granada (23 %) siendo prácticamente despreciable o nula en el resto de provincias.

ESTUDIO SOBRE DIMENSIONAMIENTO DE REDES DE SANEAMIENTO PARA OBRAS DE URBANIZACION EN ANDALUCIA

SUBTOTAL ALMERIA 706.672		SUBTOTAL CADIZ 1.239.435		SUBTOTAL CORDOBA 788.219		SUBTOTAL GRANADA 2.177.525	
MUNICIPIOS NIVEL 4	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 4	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 4	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 4	POBLACION
100	329.824	36	389.332	74	462.303	163	956.864
% Pob. Total Almería 47%		% Pob. Total Cadiz 31%		% Pob. Total Córdoba 59%		% Pob. Total Granada 44%	
MUNICIPIOS NIVEL 3	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 3	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 3	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 3	POBLACION
2	181.459	5	398.007	0	0	7	510.487
% Pob. Total Almería 26%		% Pob. Total Cadiz 32%		% Pob. Total Córdoba 0%		% Pob. Total Granada 23%	
MUNICIPIOS NIVEL 2	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 2	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 2	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 2	POBLACION
1	195.389	3	452.096	1	325.916	1	141.172
% Pob. Total Almería 28%		% Pob. Total Cadiz 36%		% Pob. Total Córdoba 41%		% Pob. Total Granada 6%	
MUNICIPIOS NIVEL 1	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 1	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 1	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 1	POBLACION
0	0	0	0	0	0	1	569.002
% Pob. Total Almería 0%		% Pob. Total Cadiz 0%		% Pob. Total Córdoba 0%		% Pob. Total Granada 26%	

Tabla 22 - Distribución de población provincial según categorías – Al / CA / CO / GR

SUBTOTAL HUELVA 1.631.369		SUBTOTAL JAEN 431.065		SUBTOTAL MALAGA 773.427		SUBTOTAL SEVILLA 632.108	
MUNICIPIOS NIVEL 4	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 4	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 4	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 4	POBLACION
76	756.683	96	370.645	100	455.625	104	399.338
% Pob. Total Huelva 46%		% Pob. Total Jaen 86%		% Pob. Total Málaga 59%		% Pob. Total Sevilla 63%	
MUNICIPIOS NIVEL 3	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 3	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 3	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 3	POBLACION
1	52.701	1	60.420	1	58.449	0	0
% Pob. Total Huelva 3%		% Pob. Total Jaen 14%		% Pob. Total Málaga 8%		% Pob. Total Sevilla 0%	
MUNICIPIOS NIVEL 2	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 2	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 2	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 2	POBLACION
1	132.551	0	0	2	259.353	1	232.770
% Pob. Total Huelva 8%		% Pob. Total Jaen 0%		% Pob. Total Málaga 34%		% Pob. Total Sevilla 37%	
MUNICIPIOS NIVEL 1	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 1	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 1	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 1	POBLACION
1	689.434	0	0	0	0	0	0
% Pob. Total Huelva 42%		% Pob. Total Jaen 0%		% Pob. Total Málaga 0%		% Pob. Total Sevilla 0%	

Tabla 23 - Distribución de población provincial según categorías – HU / JA / MA / SE

6.3 ANÁLISIS DE LA NORMATIVAS MUNICIPALES

Para el análisis de las normativas técnicas, que pueden ser Reglamentos Técnicos municipales (en adelante RT) o bien Normativas Técnicas Municipales (en adelante NTM) según la población a la que da servicio. ¿cuál es la diferencia? ¿solo jurídica? publicación oficial en BOP, se ha procedido a su localización, posterior estudio individual de cada una de ellas para identificar las variables objeto del estudio así como los valores que se ha fijado en las mismas, para concluir con su análisis comparado entre las correspondientes a municipios de la misma categoría.

6.3.1 Inventario de Normativas Municipales

Se ha realizado una búsqueda de las normativas municipales sobre el objeto del estudio, habiéndose encontrado , mediante su exploración en la web.

Hablar de compañías y de Servicios Municipales

¿Cuántas normas se han encontrado? Hay un inventario? solo las del cuadro comparativo?

En Andalucía se encuentran solo 2 poblaciones que poseen más de 500.000 habitantes, que son Málaga y Sevilla.

Las normas localizadas de los municipios de categoría II son las demás capitales de provincia y algunos municipios de relevancia en el sistema de ciudades recogidos por el Plan de Ordenación Territorial de Andalucía, como pueden ser Jerez de la Frontera, Algeciras o Marbella, asimismo, también se encuentra en este grupo la ciudad de Dos Hermanas, que se rige por la misma normativa que la aplicada en la ciudad de Sevilla ya que se rige por las normas de *EMASESA*

De la categoría III se han localizado dos normas técnicas de referencia, como son las NTM de *APEMSA*, (Empresa pública municipal de El Puerto de Santa María) y las normas técnicas del *Consortio de Aguas del Huesna* (Consortio del Huesna) que engloba municipios de estas características como puede ser Utrera.

6.3.2 Estudio de la normativa

El estudio de la normativa se ha realizado a comparando todas las variables de estudio entre todos los municipios de la misma categoría.

Los cuadros comparativos de todas las variables consideradas (los cuatro grupos) se incluirán en el anexo [n] del presente documento.

6.3.3 Resumen del estudio de normativas técnicas

En lo siguiente expondremos los valores de las variables de especial consideración para el presente TFM, contenidos en sus normativas técnicas, y que son

- Del grupo G2; las pendientes y velocidades tanto máximas como mínimas,
- Del grupo G3; los caudales de diseño

6.3.3.1 Normativas de poblaciones de categoría I.

Municipio	Organismo	Im (%)	im (%)	VM [m/s]	Vm [m/s]
Sevilla	EMASESA	<ul style="list-style-type: none"> · Metodología de Cálculo Mediante Tabla [n] · $Q_{cal} = n \cdot Q_{pluv} / (j^{1/2})$ · Fijamos DN con Q_{cal} (Tabla). · $Q_{cal} \leq Q_{esp}$ · Im(%) según material 	<ul style="list-style-type: none"> · Metodología de Cálculo Mediante Tabla [n+1] · $Q_{cal} = 10^8 \cdot Q_{res} / D^{8/3}$ · jcal (%) de Tabla [n+1]. · $im = jcal = 4.67 / D^{0.2331}$ 	<ul style="list-style-type: none"> · Hormigón o F. dúctil = 3.00 · Gres o PVC-U = 6.00 	<ul style="list-style-type: none"> · Hormigón o F. dúctil = 0.60-0.90 · Gres o PVC-U = 0.60-0.90
Málaga	PGOU	-	-	<ul style="list-style-type: none"> · El establecido para el material empleado, contrastado por la homologación del material 	0,50

Tabla 24. Variables G2 de la Categoría I

Municipio	Organismo	QP	QR
Sevilla	EMASESA	<ul style="list-style-type: none"> · Precipitación Uniforme en espacio y tiempo · Intesidad de lluvia es la correspondiente a un aguacero de duración igual al tiempo de concentración de la cuenca vertiente. · Para cálculo de Intensidad · Fórmula de J.R. Témez. · En ausencia de distinto nivel de seguridad para el área metropolitana de Sevilla: - En general $It = 6\ 000 \cdot 0.12^{2.5n^{0.1}}$ - Para colectores interceptores y emisarios $It = 6\ 600 \cdot 0.12^{2.5n^{0.1}}$ · $T_c = T_e + T_r$; siendo $T_e = cte$ [K] y $T_r = L/v$; supone en primera aprox. $v_{col} = 1.66$ m/s, pero define que el método será iterativo. · Coeficiente de escorrentía constante para cada tipo de suelo (Dado por la norma). · No se considera la laminación de la cuenca vertiente. · Cada tramo de colector se calculará a partir de toda la cuenca vertiente al punto final del mismo, evita sobredimensionamiento. · $Q = CIA / 0.36$ [Método Racional] 	<ul style="list-style-type: none"> · $Q_{resid\ dom.} = 0.017 \cdot V$, donde V es el nº de viviendas de la cuenca. · $Q_{resid\ Ind.} = 0.7 \cdot S[ha]$
Málaga	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> · $I = 200$ l/s·ha con coeficientes correctores de 0.9 para zonas urbanizadas, y 0.5 para zonas de espacios libres, zonas verdes, etc... · En caso de red unitaria, con posibilidad de vertido de pluviales a un colector de drenaje o cauce natural, podrá instalarse un aliviadero de crecidas, siempre que se genere una relación de dilución de 1:5. · Método Racional. 	<ul style="list-style-type: none"> · Qresid = Previsto por Abastecimiento en T=10 horas · Residencial = mínimo (250 l/hab·día-750 l/viv·día) · Al día: · Calles y Zonas Transitables = 1.2 l/m2 · Centros sociales y comerciales = 10 l/m2 · Equipamiento Escolar = 5 l/m2 · Zonas Verdes y jardines = 10 l/m2 · Poligonos industriales = 3.5 l/m2 · El Caudal obtenido se multiplicará por un coeficiente corrector de 2.5

Tabla 25. Variables G3 de la Categoría I

ESTUDIO SOBRE DIMENSIONAMIENTO DE REDES DE SANEAMIENTO PARA OBRAS DE URBANIZACIÓN EN ANDALUCÍA

ESTUDIO SOBRE DIMENSIONAMIENTO DE REDES DE SANEAMIENTO PARA OBRAS DE URBANIZACIÓN EN ANDALUCÍA

6.3.3.2 Normativas de poblaciones de categoría II.

Municipio	Organismo	Im (%)	im (%)	VM [m/s]	Vm [m/s]
Córdoba	EMACSA	<ul style="list-style-type: none"> En este caso el reglamento técnico de EMACSA, no marca pendientes mínimas ni máximas, se acoge a la pendiente necesaria para satisfacer las velocidades. 		<ul style="list-style-type: none"> Sistema Unitario: - 6.00 a Qmax (Pluviales + Residuales) Sistema Separativo: - Pluviales: 6.00 a Qmax,pluv - Residuales: 3.00 a Qmax,res 	<ul style="list-style-type: none"> Sistema Unitario: - 1.00 a Qmax - 0.60 a Qmin Sistema Separativo: - Pluviales: 0.90 a Qmax,pluv - Residuales: 0.60 a Qmin,res - Se hace un apunte para aguas residuales fuertemente cargadas, en la que se hace referencia a un aumento de Vm hasta 0.9 m/s.
Granada	PGOU	3,00	0,50	3.00 a Qcal	0.60 a Qcal
arez de la Fronte -					
Almería	PGOU	3.00 · Realmente la marca la velocidad el 3% es una recomendación.	· Viene marcada por las velocidades, en la norma se establecen una serie de valores orientativos de im según el diámetro. $\Phi [200] = 0.40$ $\Phi [250] = 0.27$ $\Phi [300] = 0.22$ $\Phi [500] = 0.11$ $\Phi [600] = 0.08$ $\Phi [700] = 0.067$ $\Phi [800] = 0.055$ $\Phi [900] = 0.050$	<ul style="list-style-type: none"> Red de Residuales - 2.50 - 3.00 para Qproy Red de Pluviales - 3.00 para Qproy 	<ul style="list-style-type: none"> Red de Residuales - 0.60 a Qmin, 0.30 a Qmed aunque se recomienda si es posible, 0.90. Sifones Invertidos - 1.00 Red de Pluviales - 1.00
Huelva	PGOU	3,00	0,50	3,00	0,60
Marbella	PGOU	-	0,20	<ul style="list-style-type: none"> 3.00 en régimen normal. · Si la conducción es de fibrocemento especial para saneamiento: 5.00 	0.60 en régimen normal
Algeciras					
Cádiz	Borrador de Reglamento de Saneamiento de Aguas de Cádiz	Determinada por las velocidades.		3	6
Jaén	PGOU	-	1% en ramales iniciales, en los demás ramales según Vm.	A sección llena: · Colectores no visitables: 3.50 · Colectores visitables: 2.50 Estos valores podrán superarse en aguaceros de corta duración si el periodo de retorno adoptado es de al menos 100 años.	0,60

Tabla 26 - Variables G2 de la Categoría II

ESTUDIO SOBRE DIMENSIONAMIENTO DE REDES DE SANEAMIENTO PARA OBRAS DE URBANIZACIÓN EN ANDALUCÍA

Municipios	Organismo	QP	QR
Córdoba	EMACSA	<ul style="list-style-type: none"> · Fórmula Racional de la DGC. "Cálculo Hidrometeorológico de Caudales Máximos en Pequeñas Cuencas Naturales [1987]." · Qpluviales: T=25 años, t=Tc ó 10 min. · Intensidad: Fórmula de Jaime Nadal 	<ul style="list-style-type: none"> · Qmedio [l/s] = Consumo Diario [l/día] /86400 · Qmáximo = 2.4 Qmedio · Qmínimo = 0.25 Qmáximo - Dotación general = 400 l/hab-día (Los consumos estimados según usos se encuentran en la normativa técnica de EMACSA).
Granada	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> · Qpl=3.860·A/(L-0.603) [l/s] - En esta fórmula se tiene en cuenta un tiempo de concentración correspondiente a la Vmed de escurrimiento de 1.5 m/s, con T = 10 años y t = 10 min, considerando un coeficiente de escorrentía medio de 0.6 debiendo justificarse el mismo. 	<ul style="list-style-type: none"> · Qa,negras = 0,015 l/hab·s - Supone dotación de 540 l/hab-día y coeficiente de punta = 2.4. · Qind = A justificar según el tipo de industria, debiendo considerar Qpunta > 2 l/s-ha.
Jerez de la Frontera	Información disponible por Aqualia	<ul style="list-style-type: none"> · Qp=C I A /360. Método Racional "Cálculo Hidrometeorológico de Caudales Máximos en Pequeñas Cuencas Naturales [1987]". · T = 10 años; t = Tc. · Fórmula de Jaime Nadal, con Ih = 40 mm/h 	<ul style="list-style-type: none"> · Qresiduales = Según Abastecimiento. · Si no hay datos de consumo: - Dotación media mínima = 1 l/s-ha. - Coeficiente de punta = 2.4
Almería	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> · Se considera un aguacero de duración única de 40 l/s-ha. 	<ul style="list-style-type: none"> · Qresiduales = Qpunta (K=2.4) de Abastecimiento, correspondiente a la población del año horizonte.
Huelva	PGOU	<p>Se podrá utilizar cualquier modelo de simulación. En su defecto, se usará el método racional. La extensión de la cuenca será la cuenca natural delimitada por la orografía, más la asociada a los colectores tributarios, 100% de lo previsto en el PGOU.</p> <p>Los periodos de retornos (T), asociados a las lluvias serán:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Canalizaciones o Entibaciones de cursos naturales: 500 años. - Zonas urbanas con posibilidad de inundación de inmuebles: 50 años para colectores primarios y 25 años para ramales secundarios. - Zonas urbanas sin riesgo de inundación de inmuebles: 10 años para colectores primarios y 5 años para colectores secundarios. <p>· Tiempo de Concentración: Serán suma del tiempo de escorrentía y el tiempo de recorrido, el tiempo de escorrentía en zonas urbanas con sumideros será de 10 min, en caso de cuencas urbanizadas: Te = k[L/J]^{0.76}</p> <p>Los coeficientes k, se calcularán con una tabla dada por el PGOU.</p> <p>Los tiempos de recorrido se calcularán por el método iterativo hasta llegar a una aproximación del 90%. Las intensidades de cálculo vienen dadas por una tabla.</p>	<p>En zonas residenciales, tendrá una dotación mínima de 500 l/hab-día, con un coeficiente de punta Kp=2.4.</p> <p>En zonas industriales, el caudal mínimo será de 2 l/s-ha, sin embargo se debe estudiar en cada caso concreto en función del tipo de industria, si este cálculo es menor que 2, se tomará este valor.</p>
Marbella	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> · Se dimensionarán considerando periodos de retorno mínimos de 10 años, que deberán aumentarse a 25 años si por la localización son previsible serios daños por avenidas. 	<ul style="list-style-type: none"> · Se calculará en función del caudal de abastecimiento, exceptuando el correspondiente al riego de zonas verdes, repartiendo el consumo en 10 horas. - Dado que se permite la colocación de cámaras de descarga, se considerarán el dimensionamiento el caudal proporcionado por esta [Qmin = 20 l/s], estas cámaras habrán de colocarse en los ramales cuya pendiente sea menor que el 0.2 %.
Algeciras			
Cádiz	Borrador de Reglamento de Saneamiento de Aguas de Cádiz	<p>No da unos valores de cálculo, solo hace mención al cálculo diciendo que en zonas de alcantarillado unitario, el caudal de pluviales de cálculo correspondiente a una parcela, será el recogido por un tiempo de concentración de 3 minutos así como un periodo de retorno de 10 años, pero solo para AD.</p>	
Jaén	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> · Se aplicará el Método Racional Modificado, aunque podrán utilizarse otros métodos sancionados por la práctica y previa autorización del Ayuntamiento de Jaén. · T se establecerá normativamente y en ningún caso podrá ser inferior a 100 años en emisarios, a 50 años en colectores de cabecera y a 25 años en colectores en zonas de expansión. · Tconc,min = 10 min. · Los coeficientes de escorrentía deberán quedar completamente justificados. 	<p>Caudal total doméstico, industrial o comercial marcado las ordenanzas del Excmo. Ayto. de Jaén</p>

Tabla 27 - Variables G3 de la Categoría II

6.3.3.3 Normativas de poblaciones de categoría III.

Municipios	Organismo	Im (%)	im (%)	VM [m/s]	Vm [m/s]
El Puerto de Santa María	Aguas de El Puerto, Empresa Municipal S.A. (APEMSA)	s/VM	No se recomienda menores de 0.50, y no se permite valores por debajo de 0.20	<ul style="list-style-type: none"> · Pluviales: - Qd = 4.00 · Residuales: - Qr = 3.00 · Unitaria: - Qd = 4.00 	<ul style="list-style-type: none"> · Pluviales: - $Q_{lleno10} = 0.60$ - $Q_{lleno100} = 0.30$ · Residuales: - Qr = 0.60 · Unitaria: - $Q_{lleno10} = 0.60$ - $Q_{lleno100} = 0.30$ - Qr = 0.60
Utrera	Consortio de Aguas del Huesna	-	-	<ul style="list-style-type: none"> · Pluviales: - Qp = 4.00 · Residuales: - Qp = 3.00 · Unitaria: - Para Qp: PVC: 5.00 Hormigón o Fundición: 4.00 	<ul style="list-style-type: none"> · Pluviales: - Qp = 0.60 - 1% de Qp = 0.40 · Residuales: - Qp = 0.60 1% de Qp = 0.40 · Unitaria: - Para Qp: PVC: 0.60 Hormigón o Fundición: 0.90 - 1% de Qp = 0.40

Tabla 28 - Variables G2 de la Categoría III

Municipio	Organismo	QP	QR
El Puerto de Santa María	Aguas de El Puerto, Empresa Municipal S.A. (APEMSA)	<p>Se utilizará el Método Racional Modificado. Los periodos de retorno asociados a las lluvias de proyecto serán de 25 años para colectores generales y 10 años redes parciales.</p> <p>El tiempo de concentración vendrá dado por: $tc = ts + (1.2/60) \cdot S \cdot Li/Vi$, siendo ts el valor mayor entre 300 o el tiempo de escorrentía de la cuenca vertiente.</p>	<p>Se calculará según la siguiente fórmula: $QR = N \cdot Dd / 86400 \cdot K_{p,dom} \cdot C_r + S_i \cdot Di \cdot K_{p,ind}$ Siendo: - N = Nº de Habitantes (ratio de Nº de Habitantes/viv = 4.00) - Dd = Dotación de agua doméstica: Zona Vivienda: 250 l/hab·día Zona Residencial: 300 l/hab·día Zona Equipamiento: 50-70 l/hab·día - Di = Dotación de agua industrial: 0.70-0.50 l/s·Ha - $K_{p,dom} = 2.50$ - $K_{p,ind} = 2.00$ - $C_r = 0.80$</p>
Utrera	Consortio de Aguas del Huesna	<p>Se utilizará para el cálculo de caudales la fórmula de Bürkli-Ziegler: $Qav = 3.90 \cdot S \cdot I_h \cdot e \cdot (I/S)^{14}$</p> <p>Siendo S, la superficie, I_h la intensidad horaria, e, el coeficiente de escorrentía e I la pendiente media en la cuenca vertiente.</p> <p>Para el cálculo de la intensidad horaria, se utiliza la fórmula de Jaime Nadal: $I_h = P \cdot 1440^{0.55} / 24 \cdot 9.25 \sim P \cdot 0.246$ fórmula empírica, contrastada en la Provincia de Sevilla. P = 170 mm</p>	<ul style="list-style-type: none"> · Dotación = 330 l/hab·día · Coeficiente Corrector = 2.40 · Qn (Caudal Nominal de Cálculo) = 2.40 · Qmed

Tabla 29 - Variables G3 de la Categoría III

6.3.3.4 Normativas de poblaciones de Categoría IV

Municipios	Organismo	Im (%)	im (%)	VM [m/s]	Vm [m/s]
Écija	Consortio de Abastecimiento y Saneamiento de Aguas. "Plan Écija"	-	-	<ul style="list-style-type: none"> · Pluviales: - Qp = 4.00 · Residuales: - Qp = 3.00 · Unitaria: - Para Qp: PVC: 5.00 Hormigón o Fundición: 4.00	<ul style="list-style-type: none"> · Pluviales: - Qp = 0.60 - 1% de Qp = 0.40 · Residuales: - Qp = 0.60 1% de Qp = 0.40 · Unitaria: - Para Qp: PVC: 0.60 Hormigón o Fundición: 0.90 - 1% de Qp = 0.40
Salobreña	Mancomunidad de Municipios de la Costa Tropical de Granada	-	<ul style="list-style-type: none"> · $\Phi = 200 - 0.35$ · $\Phi = 300 - 0.20$ · $\Phi = 400 - 0.14$ · $\Phi = 500 - 0.10$ · $\Phi = 600 - 0.08$ · $\Phi = 700 - 0.07$ · $\Phi = 800 - 0.06$ · $\Phi = (1000/2000) - 0.05$ 	5,00	<ul style="list-style-type: none"> · En cabeceera: - 0.70 · En otros conductos: - 0.60

Tabla 30 - Variables G2 de la Categoría IV

Municipios	Organismo	QP	QR
Écija	Consortio de Abastecimiento y Saneamiento de Aguas. "Plan Écija"	Se utilizará para el cálculo de caudales la fórmula de Bürkli-Ziegler : $Q_{av} = 3.90 \cdot S \cdot I_h \cdot e \cdot (I/S)^{1/4}$ Siendo S, la superficie, I _h la intensidad horaria, e, el coeficiente de escorrentía e I la pendiente media en la cuenca vertiente. Para el cálculo de la intensidad horaria, se utiliza la fórmula de Jaime Nadal : $I_h = P \cdot 1440^{0.55} / 24 \cdot 9.25 \sim P \cdot 0.246$ fórmula empírica, contrastada en la Provincia de Sevilla. P = 170 mm	<ul style="list-style-type: none"> · Dotación = 330 l/hab-día · Coeficiente Corrector = 2.40 · Qn (Caudal Nominal de Cálculo) = 2.40 · Qmed
Salobreña	Mancomunidad de Municipios de la Costa Tropical de Granada	<ul style="list-style-type: none"> · L < 200 m - $Q_{pi} = 3.86 \cdot A/L^{0.603}$ ó $Q_{pi} = 0.04 \cdot P_{10} \cdot A^{3/4} \cdot \log T$ · 200 < L < 1000 - Fórmula Racional: $Q = (CIA/3.6) \cdot k$ · L > 1000 - desarrolla una metodología en la que incluye el retardo. 	<ul style="list-style-type: none"> · Zonas No Consolidada Urbanísticamente: $Q_m = D \cdot N / 86400$ $k_p = (5/P^{0.2})$ $Q_{min} = (D \cdot N - 2 \cdot Q_{max}) / 79200$ · Zonas Consolidadas Urbanísticamente: Dado que habitualmente serán remodelaciones de redes, se contará con consumos reales.

Tabla 31 - Variables G3 de la Categoría IV

6.3.3.5 Conclusiones

Del análisis efectuado se puede obtener una serie de conclusiones como son:

- Disparidad de criterios en todas las categorías de municipios
- No correspondencia con variables de diseño de as redes de saneamiento con los usos del suelo, que son los únicos parámetros que se tienen a la hora de realizar un proyecto de obras de urbanización.
-

6.4 DIMENSIONAMIENTO DE REDES

Para el dimensionamiento de las redes de dimensionamiento, uno de los factores de diseño es el dimensionamiento hidráulico. Para ello se ha de realizar una propuesta sobre la carga hidráulica a introducir en el proceso de dimensionamiento (cálculo de caudales de proyecto) así como sobre el análisis hidráulico a realizar (herramientas informáticas e hipótesis de cálculo).

6.4.1 Caudales de Proyecto

La determinación de los caudales de proyecto es un factor crítico para el dimensionamiento hidráulico de los colectores y de la red de saneamiento.

Para ello se ha de realizar un estudio de los diferentes métodos existentes para su determinación, tanto en las normativas técnicas municipales, así como en la bibliografía de referencia en ausencia de estas.

Los caudales de proyecto a considerar en el análisis hidráulico son de dos tipos, los correspondientes a las **aguas residuales** (AR) y los correspondientes a las **aguas pluviales** (AP)

La determinación de ambos es en sí una cuestión crucial por su evidente influencia en el proceso de dimensionamiento, y ambos adolecen de una dosis de incertidumbre que debemos acotar para que el trabajo de la ingeniería urbana sea eficiente, es decir resuelva el problema al menor coste social.

Vamos a exponer a continuación las consideraciones a tener en cuenta para su determinación en cada caso específico (municipio, núcleo, sector y calle)

6.4.1.1 Caudales de Proyecto de Aguas Pluviales

Para el cálculo de aguas pluviales, existen una gran variedad de formulación existente, tal y como se ha venido exponiendo en el presente TFM.

Para que el cálculo de los caudales de proyecto de aguas pluviales, se propone utilizar el **método hidrometeorológico**, usando para ello el ajuste pluviométrico propuesto por la publicación [31], que se corresponde con el método SQRT-ET max aplicado a una subdivisión de 26 regiones geográficas con características meteorológicas comunes.

Para el cálculo de los caudales de proyecto de aguas pluviales, debemos localizar el municipio y obtener dos valores existentes en los mapas aportados por [31]:

\bar{P} , que se corresponde con la media de las series analizadas por esta publicación y que se corresponde con la precipitación media anual de la localización de estudio, y C_v que se corresponde con el valor regional del coeficiente de variación.

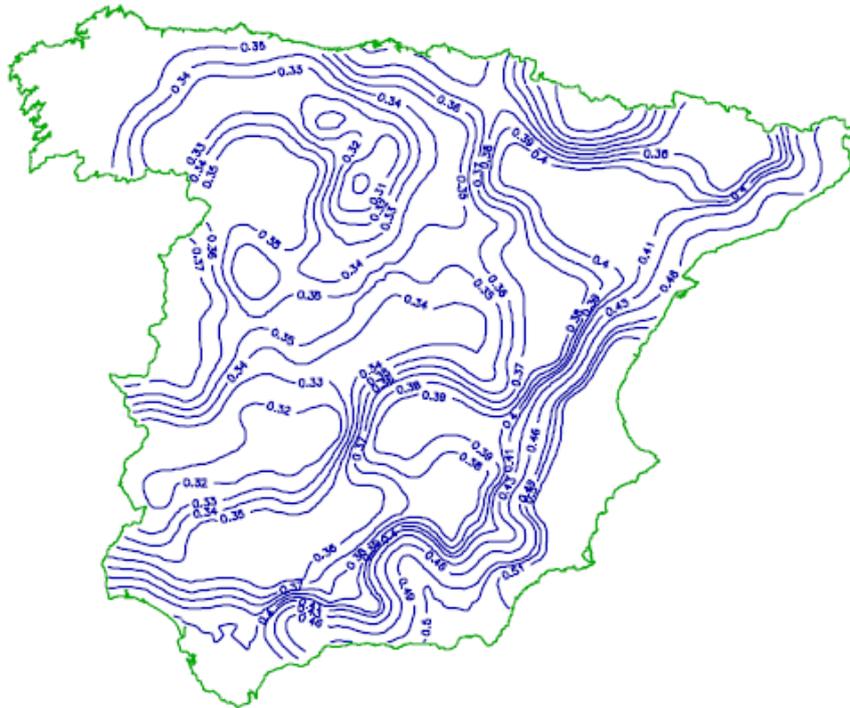


Ilustración 14. Mapa de coeficientes de variación Cv. Fuente: [31]

Una vez obtenidos estos dos valores, podemos entrar en la tabla de los factores de amplificación K habiendo definido el periodo de retorno previamente.

...

6.4.1.2 Caudales de proyecto de Aguas Residuales de Usos Residenciales

Las aguas residuales tienen su origen en el proceso de habitabilidad de la población, que partiendo del consumo de agua potable necesario para su actividad tanto biológica como productiva, necesita evacuar los excedentes de dicho consumo.

De aquí que la primera aproximación a la determinación del caudal de aguas residuales a evacuar esté relacionada directamente con el consumo de agua potable (dotación).

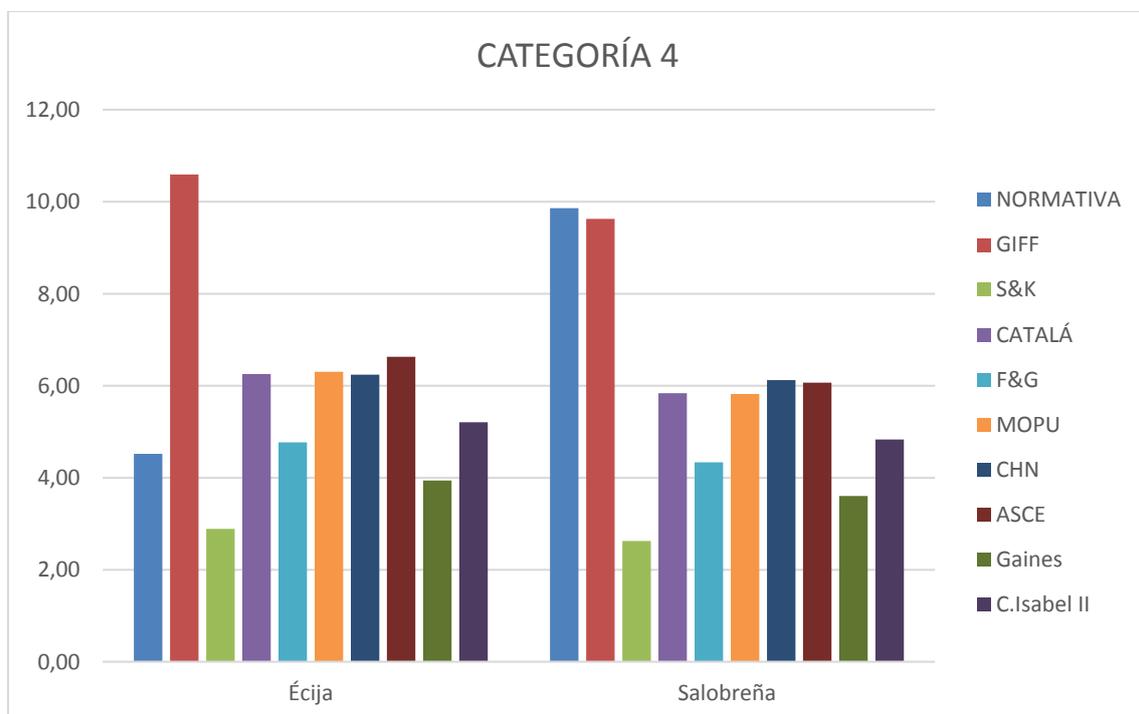
Diferentes autores han propuesto determinar un caudal de AR directamente igual a la **dotación de agua potable** prevista para consumo humano, pero es evidente que alguna parte aunque mínima se perderá en el propio proceso, por tanto no es aventurado estimar un **coeficiente de pérdidas** aunque sea muy pequeño (no es nada arriesgado estimar en un 5%). Este coeficiente está relacionado con los hábitos de consumo y el nivel de desarrollo urbano del núcleo de población; núcleos con desarrollos urbanos basados en la vivienda unifamiliar es más proclive a tener un valor más elevado de dicho coeficiente, que núcleos rurales con poblaciones inferiores a 1.000 habitantes.

Otro aspecto a tener en cuenta es la **simultaneidad de evacuación** de los caudales de proyecto. Dichos caudales se originan en los aparatos sanitarios de las viviendas, que mediante la red de saneamiento interior de los edificios se evacua a la red pública a través de las acometidas domiciliarias de dicha

red, que confluyen en un elemento puntual de la misma (**pozos de registro**). Por tanto a un pozo de registro acometen varias conexiones a otras tantas redes interiores de saneamiento, lo que hace surgir el concepto de la utilización en el mismo instante de todos ellos, lo que supone una sincronización de la población en sus hábitos que es sencillamente imposible.

Este fenómeno hace necesario que frente al concepto de caudal medio⁵ de evacuación se contraponga el concepto de caudal punta, como el máximo caudal de evacuación que se puede producir teniendo en cuenta la simultaneidad. A la relación entre ambos es la que se denomina en la literatura técnica de referencia como el **coeficiente punta**.

Existen varias formulaciones para obtener este coeficiente punta, según los autores u organismos que lo propongan. De la referencia [3] se ha obtenido las expresiones del coeficiente punta y se han aplicado a un caso hipotético⁶ de sector urbanizable con uso preferente de residencial, con el fin de poder analizar las convergencias de las diferentes formulaciones.



6.4.1.3 Caudales de Proyecto de Aguas Residuales de Usos Terciarios

⁵ Caudal medio que podemos definir como el caudal relacionado con la dotación de consumo, y por tanto igual a la propia naturaleza de esta, como el total de caudal que se evacua en un periodo de tiempo; periodo que podemos considerar como el día.

⁶ Se ha considerado un sector urbanizable equiparable a la tendencia de los actuales desarrollos urbanísticos, para una zona de calidad urbana alta (baja densidad de viviendas)

6.4.1.4 Caudales de Proyecto de Aguas Residuales de Usos Industriales

Los caudales de aguas residuales de usos industriales tienen su origen tanto en la actividad industrial generada en sí misma, como en el uso de las instalaciones industriales de las personas que trabajan en la industria.

6.4.2 Análisis hidráulico

El análisis hidráulico tanto de las redes como de los colectores, se realiza hoy en día mediante herramientas informáticas que se basan en diferentes métodos de cálculo hidráulico, así como tienen implantadas diferentes algoritmos según el tipo de cálculo.

Se procederá a analizar los resultados de herramientas hidráulicas usadas en el entorno profesional mediante un test de cálculo. Test que se realizara mediante el dimensionamiento de colectores de varias calles elegidas de unos municipios de la categoría IV; calles que están en sectores urbanos con usos de suelos residenciales o industriales, según cada caso.

Posteriormente se realizara un estudio comparado de los resultados obtenidos por cada una de las herramientas informáticas, para realizar una propuesta sobre la herramienta más idónea a utilizar

También se analizará en dicho estudio comparado, el aprendizaje y facilidad de manejo de cada una de las herramientas informáticas utilizadas.

7 PROPUESTA DE ANÁLISIS

Una vez fijadas las bases del estudio, hemos visto que las normativas técnicas municipales presentan una gran dispersión en cuanto a la formulación de las variables que intervienen en el diseño y dimensionamiento de los elementos de las redes de saneamiento; y que una gran mayoría de los municipios andaluces carecen de normas técnicas.

Esto nos lleva a considerar la necesidad de identificar de entre todas las formulaciones de las variables que se han identificado en el estudio del estado del arte, las que mejor se adapten a nuestro entorno y que mejor permitan optimizar los dimensionamientos de las redes urbanas, atendiendo a criterios de eficiencia; y proponiéndolas para una futura guía técnica de diseño para redes de saneamiento de ámbito andaluz. Son en los municipios de la categoría IV donde tiene más sentido este intento de ordenar los criterios de diseño.

Para ello vamos a aplicar la propuesta de criterios a diferentes casos concretos de municipios como los que se pueden ver en la tabla xxx, en los que se pretende aplicar tanto a suelos con usos residenciales como uso industriales de diferentes puntos de Andalucía, atendiendo a localizaciones geográficas que vayan desde el oeste del Valle del Guadalquivir hasta la parte oriental de las Hoyas de Guadix en Granada.

TABLA CON LOS PUEBLOS DONDE SE HACE EL ESTUDIO

El estudio hidráulico a realizar, dado el alcance de este TFM, será a nivel de calle quedando pendiente la realización del mismo estudio a nivel de sector urbano o urbanizable (nuevos desarrollos), y por último a nivel de núcleo urbano.

El proceso que se va a seguir será.

- Identificar tramos urbanos significativos para proceder al cálculo hidráulico de los colectores, y obtener un modelo geométrico de la red de colectores de la calle, en la cual se consideran las acometidas domiciliarias reales según cartografía urbana y los imbornales de calzada.
- Realizar una identificación de los posibles modelos a emplear para determinar la carga hidráulica según el tipo de caudales a evacuar, que hay de la bibliografía existente
- Realizar un análisis hidráulico de velocidades, una vez dimensionados los diámetros de los colectores, con las dos herramientas

7.1 MODELOS DE CARGA HIDRÁULICA

7.1.1 Aguas Residuales Domesticas

Los modelos de carga hidráulica de ARD solo se diferencia en la estimación del coeficiente de punta seleccionados han sido:

- Promedio de Normativas municipales
- Stanley y Kauffman
- Directriz del MOPU
- ASCE Manual 60

- Canal de Isabel II

7.1.2 Aguas Residuales Industriales

Los modelos de carga hidráulica de ARI solo se diferencia en la estimación del coeficiente de punta seleccionados han sido:

- Catalá
- Guía del CEDEX

7.2 DIMENSIONAMIENTOS HIDRÁULICOS

Los análisis hidráulicos los vamos a realizar con las herramientas informáticas señaladas para determinar cuál se adapta mejor en sus resultados a las redes de saneamiento de los municipios de categoría IV

7.2.1 Hipótesis de cálculo con CYPE

....

7.2.2 Hipótesis de cálculo con SWMM

8 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Los resultados obtenidos se presentan en los Anejo 3 al 6, y nos permiten comprobar la variabilidad del régimen de velocidades según los métodos de cálculo hidráulico en canales con la formulación de Mannig-Stikler, según la herramienta informática utilizada.

9 CONCLUSIONES

Como conclusiones del presente TFM podemos presentar la propuesta de parámetros para el dimensionamiento de las redes de saneamiento en municipios de Andalucía con menos de 50.000 habitantes, así como nuevas líneas de trabajo para culminar con una propuesta para una futura Guía de Técnica de Diseño para estas instalaciones urbanas.

9.1 PROPUESTA

La propuesta que se ha validado por los test realizado sería la de determinación de la carga hidráulica para Aguas Residuales Industriales de la Guía de CEDEX y para Aguas Residuales Domesticas la directriz del MOPU.

Para aguas pluviales se la lluvia de proyecto basada el Mapa de Máximas Lluvias Peninsulares.

9.2 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Una vez realizado el estudio a nivel de calle y validada la propuesta, queda pendiente para futuros trabajos la realización del mismo estudio a nivel de sector urbano o urbanizable (nuevos desarrollos), y por ultimo a nivel de núcleo urbano; con el fin de validad la propuesta al ampliar la superficie del amito de estudio.

La introducción en el estudio de las lluvias de proyecto determinadas mediante hidrogramas en lugar de utilizar la información de los mapas de lluvias, al existir una extensa red de estaciones pluviométricas en Andalucía, que permiten exactitud de la determinación de las lluvias esperadas.

Esto también permitirá estudiar el tránsito de los hidrogramas en los colectores, de forma que el modelo de cálculo de velocidades es más aproximado a la realidad.

10 REFERENCIAS

- [1] A. H. Muñoz, Saneamiento y Alcantarillado: Vertidos de aguas residuales, Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2001.
- [2] F. C. Moreno, *Cálculo de Caudales en las Redes de Saneamiento*, Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1992.
- [3] Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, Centro de Estudios Hidrográficos (España), *Guía técnica sobre redes de saneamiento y drenaje urbano*, Madrid: CEDEX, 2007.
- [4] Metcalf & Eddy, Inc., *Ingeniería Sanitaria. Tratamiento, evacuación y reutilización de aguas residuales.*, LABOR S.A., 1985.
- [5] Conserjería de Medio Ambiente y Ordenación del Territorio. Junta de Andalucía, *Orden de 11 de marzo de 2015, por la que se aprueba la instrucción de Planificación Hidrológica para las Demarcaciones Hidrográficas Intracomunitarias de Andalucía*, Sevilla: BOJA, 2015.
- [6] F. J. S. S. Román, «Hidrología e Hidrogeología. Universidad de Salamanca,» 19 Octubre 2018. [En línea]. Available: <http://hidrologia.usal.es>. [Último acceso: 19 Octubre 2018].
- [7] Ministerio de Fomento. Secretaría de Estado de Infraestructuras y Transportes. Dirección General de Carreteras, *Máximas lluvias diarias en la España Peninsular*, 1999.
- [8] F. B. Nieto, *Gestión de Agua Potable. Grandes Conducciones*, 2015.
- [9] Consejo de las Comunidades Europeas, *Directiva del Consejo de 21 de mayo de 1991, sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas, (91/271/CEE)*, Diario Oficial de las Comunidades Europeas, 1991.
- [10] El Parlamento Europeo y el Consejo de la Unión Europea, *Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas*, Diario Oficial de las Comunidades Europeas, 2000.
- [11] Gobierno de España, *Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas*, Madrid: BOE, 1985.
- [12] Jefatura del Estado. Gobierno de España, *Real Decreto-Ley 11-1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas*, Madrid: BOE, 1995.
- [13] Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Gobierno de España, *Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del Real Decreto. ley 1/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas.*, Madrid: BOE, 1996.

- [14] Jefatura del Estado. Gobierno de España, Ley 46/1999, de 13 de diciembre, de modificación de la ley 19/1985, de 2 de agosto de Aguas, Madrid: BOE, 1999.
- [15] Ministerio de Medio Ambiente. Gobierno de España, *Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de Julio, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Aguas*, Madrid: BOE, 2001.
- [16] Jefatura de Estado. Gobierno de España, *Ley 62/2003, de 30 de diciembre, de medidas fiscales, administrativas y del orden social*, Madrid: BOE, 2003.
- [17] Ministerio de Medio Ambiente. Gobierno de España, *Real Decreto 907/2007, de 6 de julio, por el que se aprueba el Reglamento de la Planificación Hidrológica*, Madrid: BOE, 2007.
- [18] Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino. Gobierno de España, *Orden ARM/2656/2008, de 10 de septiembre, por la que se aprueba la instrucción de planificación hidrológica*, Madrid: BOE, 2008.
- [19] Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. Gobierno de España, *Real Decreto 1290/2012, de 7 de septiembre, por el que se modifica el Reglamento de Dominio Público Hidráulico, aprobado por el RD 849/1986, de 11 de abril, y el RD 590/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del RDL 11/1995, de 28 de diciembre*, Madrid: BOE, 2012.
- [20] Jefatura de Estado. Gobierno de España, *Ley 21/2013, de 9 de diciembre, de evaluación ambiental*, Madrid: BOE, 2013.
- [21] Ministerio de Medio Ambiente. Gobierno de España, *Plan Nacional de Calidad de las Aguas: Saneamiento y Depuración 2007-2015*, 2007.
- [22] Presidencia. Junta de Andalucía, *Ley 3/2015, de 29 de diciembre, de Medidas en Materia de Gestión Integrada de Calidad Ambiental, de Aguas, Tributaria y de Sanidad Animal*, Sevilla: BOJA, 2015.
- [23] Conserjería de Medio Ambiente, *Acuerdo de 26 de octubre de 2010, del Consejo de Gobierno, por el que se declaran de interés de la Comunidad Autónoma de Andalucía las obras hidráulicas destinadas al cumplimiento del objetivo de la calidad de las aguas de Andalucía*, Sevilla: BOJA, 2010.
- [24] Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Gobierno de España, *Orden de 15 de Septiembre de 1986 por la que se aprueba el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Tuberías de Saneamiento de Poblaciones.*, Madrid: BOE, 1986.
- [25] Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras, *Orden Circular 17/2003. Recomendaciones para el Proyecto y Construcción del Drenaje Subterráneo en Obras de Carretera.*, Madrid, Madrid, 2003.
- [26] Ministerio de Fomento. Gobierno de España, *Orden FOM/298/2016, de 15 de febrero, por la que se aprueba la norma 5.2-IC drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras*, Madrid: BOE, 2016.
- [27] ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Gobierno de España, *Normas para la redacción de proyectos de Abastecimiento y Saneamiento de Poblaciones*, Madrid, 1977.

- [28] Asociación Española de Abastecimiento de Agua y Saneamiento, *Recomendaciones sobre Acometidas de Saneamiento*, 1992.
- [29] Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Gobierno de España, *Cálculo Hidrometeorológico de Caudales Máximos en Pequeñas Cuencas Naturales*, Madrid: Alanmer, S.A., 1988.
- [30] Consorcio del Huesna, *Normativa Técnica de Redes Locales de Saneamiento y Alcantarillado*.
- [31] Ministerio de Fomento, *Máximas Lluvias diarias en la España Peninsular*, Ministerio de Fomento, 1999.
- [32] M. I. Rodríguez Rojas, *Guía para la integración de los sistemas urbanos de drenaje sostenible en el proyecto urbano*, Universidad de Granada, 2017.
- [33] J. Puertas Agudo, J. Suárez López y J. Anta Álvarez, *Gestión de las aguas pluviales: implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano*, Madrid: CEDEX, 2008.
- [34] Á. Lara García, J. Navarro Casas y L. d. Moral Ituarte, *Metodlogía para la gerstión ecointegradora y participativa del ciclo del agua en el espacio habitado aplicación al caso del barrio de las Huertas (Sevilla)*, Sevilla.
- [35] A. t. Jaume, *Infraestructuras hidráulico-sanitarias*, Alicante: Publicaciones de la Universidad de Alicante, 2011.
- [36] A. Hernandez Muñoz y A. Hernández Lehmann, *Manual de Saneamiento Uralita: sistemas de calidad en saneamiento de aguas*, Madrid: Thomson-Paraninfo, 2004.
- [37] F. P. Daniel V., *Gestión del agua urbana: (abastecimiento y saneamiento)*, Madrid: colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1995.
- [38] Empresa Municipal de Aguas de Málaga, S.A., *Reglamento del Servicio de Saneamiento*.
- [39] Gerencia Municipal de Urbanismo, Obras e Infraestructuras. Excmo. Ayuntamiento de Málaga, *Plan General de Ordenación Urbana de Málaga*, Málaga, 2011.
- [40] Gerencia Municipal de Urbanismo - Ayuntamiento de Huelva, *Plan General de Ordenación Urbana de Huelva*, Huelva, 1999.
- [41] Consejería de Obras Públicas y Transportes. Junta de Andalucía, *Plan de Ordenación del Territorio de Andalucía, Decreto 206/2006, de 28 de noviembre de 2006*, Sevilla: BOJA, 2006.
- [42] EMACSA, *Nroma de Alcantarillado. NE NT 002*, Córdoba, 2012.
- [43] Excmo. Ayuntamiento de Granada, *Normas Urbanísticas. Plan General de Ordenación Urbana de Granada*, Granada, 2002.
- [44] Minisiterio de la Vivienda. Gobierno de España, *Normas Tecnológicas de Edificación. Instalaciones de Salubridad: Depuración y Vertido*, 1974.

- [45] Excmo. Ayuntamiento de El Puerto de Santa María, *Normas Técnicas para Proyectos y Obras de Abastecimiento y Saneamiento en el Puerto de Santa María*, El Puerto de Santa María: BOP de Cádiz, 2006.
- [46] APEMSA. Excmo. Ayuntamiento de El Puerto de Santa María, *normas Técnicas para Proyectos y Obras de Abastecimiento y Saneamiento en el Puerto de Santa María*, El Puerto de Santa María: APEMSA.
- [47] Mancomunidad de Municipios de la Costa Tropical de Granada, *Normas Técnicas de Saneamiento*, Motril (Granada).
- [48] Excmo. Ayuntamiento de Jaén, *Normas Generales de la Edificación, Ordenanzas y Urbanización*, Jaén: Plan General de Ordenación Urbanística, 2013.
- [49] Excmo. Ayuntamiento de Almería. Área de Urbanismo, *Normalización de Elementos Constructivos para las Obras de Urbanización, integrada por las Normas Técnicas para Redacción, Instalación, Ejecución, Montaje, Puesta en Servicio y Recepción de las Obras de Abastecimiento y Saneamiento*, Almería: BOP de Almería, 2001.
- [50] Ministerio de la Vivienda. Gobierno de España, *Norma Tecnológica de Edificación. Instalaciones de Salubridad - Alcantarillado*, Madrid, 1973.
- [51] Dirección de Vialidad. Ministerio de Obras Públicas. Gobierno de Chile, *Manual de Carreteras. Volumen N°3. Instrucciones y Criterios de Diseño*, vol. 3, D. G. d. Carreteras, Ed., Santiago de Chile: MOP. DGOC. Dirección de Vialidad, 2012.
- [52] Presidencia. Junta de Andalucía, *Ley 9/2010, de 30 de julio, de Aguas de Andalucía.*, Sevilla: BOE, 2010.
- [53] EMASESA Metropolitana, *Instrucciones Técnicas para Redes de Saneamiento (PD 005 12) Revisión N°5*, Sevilla, 2013.
- [54] Consorcio de Abastecimiento y Saneamiento de Aguas "Plan Écija", *Instrucciones Técnicas para Redes de Saneamiento*, 2010.
- [55] CENTA, ITC, *Guía sobre tratamientos de aguas residuales urbanas para pequeños núcleos de población*, 2006.

11 ANEJOS

11.1 DATOS DE MUNICIPIOS DE ANDALUCÍA

ANEXO I. ANÁLISIS DE POBLACIONES ANDALUZAS

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

SUBTOTAL ALMERIA 706 672		SUBTOTAL HUELVA 518 930		SUBTOTAL CADIZ 1 239 435		SUBTOTAL CORDOBA 788 219	
MUNICIPIOS NIVEL 4	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 4	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 4	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 4	POBLACION
100	329 824	78	373 815	36	389 332	74	462 303
% Pob. Total Almería 47%		% Pob. Total Huelva 72%		% Pob. Total Cadiz 31%		% Pob. Total Córdoba 59%	
MUNICIPIOS NIVEL 3	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 3	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 3	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 3	POBLACION
2	181 459	0	0	5	398 007	0	0
% Pob. Total Almería 26%		% Pob. Total Huelva 0%		% Pob. Total Cadiz 32%		% Pob. Total Córdoba 0%	
MUNICIPIOS NIVEL 2	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 2	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 2	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 2	POBLACION
1	195 389	1	145 115	3	452 096	1	325 916
% Pob. Total Almería 28%		% Pob. Total Huelva 28%		% Pob. Total Cadiz 36%		% Pob. Total Córdoba 41%	
MUNICIPIOS NIVEL 1	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 1	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 1	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 1	POBLACION
0	0	0	0	0	0	0	0
% Pob. Total Almería 0%		% Pob. Total Huelva 0%		% Pob. Total Cadiz 0%		% Pob. Total Córdoba 0%	
SUBTOTAL SEVILLA 1 939 527		SUBTOTAL JAEN 643 484		SUBTOTAL MALAGA 1 630 615		SUBTOTAL GRANADA 912 938	
MUNICIPIOS NIVEL 4	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 4	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 4	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 4	POBLACION
101	989 735	95	470 797	95	485 060	170	619 748
% Pob. Total Sevilla 51%		% Pob. Total Jaen 73%		% Pob. Total Málaga 30%		% Pob. Total Granada 68%	
MUNICIPIOS NIVEL 3	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 3	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 3	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 3	POBLACION
2	127 807	1	58 449	6	435 381	1	60 420
% Pob. Total Sevilla 7%		% Pob. Total Jaen 9%		% Pob. Total Málaga 27%		% Pob. Total Granada 7%	
MUNICIPIOS NIVEL 2	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 2	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 2	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 2	POBLACION
1	132 551	1	114 238	1	141 172	1	232 770
% Pob. Total Sevilla 7%		% Pob. Total Jaen 18%		% Pob. Total Málaga 9%		% Pob. Total Granada 25%	
MUNICIPIOS NIVEL 1	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 1	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 1	POBLACION	MUNICIPIOS NIVEL 1	POBLACION
1	689 434	0	0	1	569 002	0	0
% Pob. Total Sevilla 36%		% Pob. Total Jaen 0%		% Pob. Total Málaga 35%		% Pob. Total Granada 0%	

DATOS GLOBALES ANDALUCÍA			
POBLACIÓN TOTAL	8 379 820		
nº de Municipios	778	% Municipios	% Población
POBLACIÓN NIVEL 4	4 120 614	96.27%	49.17%
POBLACIÓN NIVEL 3	1 261 523	2.19%	15.05%
POBLACIÓN NIVEL 2	1 739 247	1.29%	20.76%
POBLACIÓN NIVEL 1	1 258 436	0.26%	15.02%
	Nº POB.	% Mun. Andalucía	Habitantes
POB. < 1 000 HAB	211	27%	109 961
POB. 1 000 - 10 000	413	53%	1 509 801
POB. 10 000 - 50 000	125	16%	2 500 852
		% Hab. en Andalucía	
		1.31%	
		18.02%	
		29.84%	

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
ALMERIA	Abla	1 267	NIVEL 4
ALMERIA	Abrucena	1 170	NIVEL 4
ALMERIA	Adra	24 697	NIVEL 4
ALMERIA	Albánchez	754	NIVEL 4
ALMERIA	Alboloduy	610	NIVEL 4
ALMERIA	Albox	11 481	NIVEL 4
ALMERIA	Alcolea	811	NIVEL 4
ALMERIA	Alcóntar	577	NIVEL 4
ALMERIA	Alcudia de Monteagud	148	NIVEL 4
ALMERIA	Alhabia	678	NIVEL 4
ALMERIA	Alhama de Almería	3 653	NIVEL 4
ALMERIA	Alicún	217	NIVEL 4
ALMERIA	Almería	195 389	NIVEL 2
ALMERIA	Almócita	174	NIVEL 4
ALMERIA	Alsodux	132	NIVEL 4
ALMERIA	Antas	3 124	NIVEL 4
ALMERIA	Arboleas	4 463	NIVEL 4
ALMERIA	Armuña de Almanzora	327	NIVEL 4
ALMERIA	Bacares	244	NIVEL 4
ALMERIA	Balanegra	2 939	NIVEL 4
ALMERIA	Bayárcal	303	NIVEL 4
ALMERIA	Bayarque	215	NIVEL 4
ALMERIA	Bédar	892	NIVEL 4
ALMERIA	Beires	110	NIVEL 4
ALMERIA	Benahadux	4 212	NIVEL 4
ALMERIA	Benitagla	66	NIVEL 4
ALMERIA	Benizalón	263	NIVEL 4
ALMERIA	Bentarique	238	NIVEL 4
ALMERIA	Berja	12 331	NIVEL 4
ALMERIA	Canjáyar	1 223	NIVEL 4
ALMERIA	Cantoria	3 251	NIVEL 4
ALMERIA	Carboneras	7 837	NIVEL 4
ALMERIA	Castro de Filabres	130	NIVEL 4
ALMERIA	Chercos	291	NIVEL 4
ALMERIA	Chirivel	1 568	NIVEL 4
ALMERIA	Cóbdar	156	NIVEL 4
ALMERIA	Cuevas del Almanzora	13 655	NIVEL 4
ALMERIA	Dalías	3 986	NIVEL 4
ALMERIA	Darrical	S/D	S/D
ALMERIA	Ejido, El	88 096	NIVEL 3
ALMERIA	Enix	434	NIVEL 4
ALMERIA	Felix	661	NIVEL 4
ALMERIA	Fines	2 048	NIVEL 4
ALMERIA	Fiñana	2 014	NIVEL 4
ALMERIA	Fondón	1 002	NIVEL 4
ALMERIA	Gádor	3 037	NIVEL 4
ALMERIA	Gallardos, Los	2 841	NIVEL 4
ALMERIA	Garrucha	8 666	NIVEL 4
ALMERIA	Gérgal	1 030	NIVEL 4
ALMERIA	Huécija	501	NIVEL 4
ALMERIA	Huércal de Almería	17 234	NIVEL 4
ALMERIA	Huércal-Overa	18 649	NIVEL 4
ALMERIA	Íllar	374	NIVEL 4
ALMERIA	Instinción	430	NIVEL 4
ALMERIA	Laroya	169	NIVEL 4
ALMERIA	Láujar de Andarax	1 533	NIVEL 4
ALMERIA	Líjar	395	NIVEL 4
ALMERIA	Lubrín	1 440	NIVEL 4
ALMERIA	Lucainena de las Torres	570	NIVEL 4
ALMERIA	Lúcar	771	NIVEL 4
ALMERIA	Macael	5 576	NIVEL 4
ALMERIA	María	1 288	NIVEL 4
ALMERIA	Mojácar	6 330	NIVEL 4
ALMERIA	Mojonera, La	8 717	NIVEL 4
ALMERIA	Nacimiento	475	NIVEL 4
ALMERIA	Níjar	28 996	NIVEL 4
ALMERIA	Ohanes	626	NIVEL 4
ALMERIA	Olula de Castro	191	NIVEL 4
ALMERIA	Olula del Río	6 216	NIVEL 4
ALMERIA	Oria	2 265	NIVEL 4

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
ALMERIA	Padules	436	NIVEL 4
ALMERIA	Partaloa	975	NIVEL 4
ALMERIA	Paterna del Río	364	NIVEL 4
ALMERIA	Pechina	4 010	NIVEL 4
ALMERIA	Pulpí	9 055	NIVEL 4
ALMERIA	Purchena	1 636	NIVEL 4
ALMERIA	Rágol	307	NIVEL 4
ALMERIA	Rioja	1 367	NIVEL 4
ALMERIA	Roquetas de Mar	93 363	NIVEL 3
ALMERIA	Santa Cruz de Marchena	225	NIVEL 4
ALMERIA	Santa Fe de Mondújar	429	NIVEL 4
ALMERIA	Senés	312	NIVEL 4
ALMERIA	Serón	2 080	NIVEL 4
ALMERIA	Sierro	400	NIVEL 4
ALMERIA	Somontín	471	NIVEL 4
ALMERIA	Sorbas	2 463	NIVEL 4
ALMERIA	Suflí	222	NIVEL 4
ALMERIA	Tabernas	3 679	NIVEL 4
ALMERIA	Taberno	984	NIVEL 4
ALMERIA	Tahal	346	NIVEL 4
ALMERIA	Terque	386	NIVEL 4
ALMERIA	Tíjola	3 615	NIVEL 4
ALMERIA	Tres Villas, Las	598	NIVEL 4
ALMERIA	Turre	3 317	NIVEL 4
ALMERIA	Turrillas	229	NIVEL 4
ALMERIA	Uleila del Campo	848	NIVEL 4
ALMERIA	Urrácal	332	NIVEL 4
ALMERIA	Velefique	247	NIVEL 4
ALMERIA	Vélez-Blanco	1 918	NIVEL 4
ALMERIA	Vélez-Rubio	6 661	NIVEL 4
ALMERIA	Vera	15 528	NIVEL 4
ALMERIA	Viator	5 686	NIVEL 4
ALMERIA	Vícar	25 149	NIVEL 4
ALMERIA	Zurgena	2 877	NIVEL 4

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
CADIZ	Alcalá de los Gazules	5 258	NIVEL 4
CADIZ	Alcalá del Valle	5 150	NIVEL 4
CADIZ	Algar	1 433	NIVEL 4
CADIZ	Algeciras	121 133	NIVEL 2
CADIZ	Algodonales	5 630	NIVEL 4
CADIZ	Arcos de la Frontera	30 983	NIVEL 4
CADIZ	Barbate	22 548	NIVEL 4
CADIZ	Barrios, Los	23 374	NIVEL 4
CADIZ	Benalup-Casas Viejas	6 995	NIVEL 4
CADIZ	Benaocaz	687	NIVEL 4
CADIZ	Bornos	7 818	NIVEL 4
CADIZ	Bosque, El	2 147	NIVEL 4
CADIZ	Cádiz	118 048	NIVEL 2
CADIZ	Castellar de la Frontera	3 022	NIVEL 4
CADIZ	Chiclana de la Frontera	83 148	NIVEL 3
CADIZ	Chipiona	19 104	NIVEL 4
CADIZ	Conil de la Frontera	22 369	NIVEL 4
CADIZ	Espera	3 909	NIVEL 4
CADIZ	Gastor, El	1 724	NIVEL 4
CADIZ	Grazalema	2 100	NIVEL 4
CADIZ	Jerez de la Frontera	212 915	NIVEL 2
CADIZ	Jímena de la Frontera	9 685	NIVEL 4
CADIZ	Línea de la Concepción, La	63 146	NIVEL 3
CADIZ	Medina-Sidonia	11 741	NIVEL 4
CADIZ	Olvera	8 153	NIVEL 4
CADIZ	Paterna de Rivera	5 577	NIVEL 4
CADIZ	Prado del Rey	5 710	NIVEL 4
CADIZ	Puerto de Santa María, El	88 430	NIVEL 3
CADIZ	Puerto Real	41 472	NIVEL 4
CADIZ	Puerto Serrano	7 066	NIVEL 4
CADIZ	Rota	28 996	NIVEL 4
CADIZ	San Fernando	95 643	NIVEL 3
CADIZ	San José del Valle	4 445	NIVEL 4
CADIZ	San Roque	29 969	NIVEL 4
CADIZ	Sanlúcar de Barrameda	67 640	NIVEL 3
CADIZ	Setenil de las Bodegas	2 781	NIVEL 4
CADIZ	Tarifa	18 088	NIVEL 4
CADIZ	Torre Alháuquime	795	NIVEL 4
CADIZ	Trebujena	7 069	NIVEL 4
CADIZ	Ubrique	16 683	NIVEL 4
CADIZ	Vejer de la Frontera	12 782	NIVEL 4
CADIZ	Villaluenga del Rosario	446	NIVEL 4
CADIZ	Villamartín	12 207	NIVEL 4
CADIZ	Zahara	1 416	NIVEL 4

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
CORDOBA	Adamuz	4 236	NIVEL 4
CORDOBA	Aguilar de la Frontera	13 476	NIVEL 4
CORDOBA	Alcaracejos	1 496	NIVEL 4
CORDOBA	Almedinilla	2 455	NIVEL 4
CORDOBA	Almodóvar del Río	7 982	NIVEL 4
CORDOBA	Añora	1 553	NIVEL 4
CORDOBA	Baena	19 523	NIVEL 4
CORDOBA	Belalcázar	3 336	NIVEL 4
CORDOBA	Belmez	2 913	NIVEL 4
CORDOBA	Benamejí	5 025	NIVEL 4
CORDOBA	Blázquez, Los	691	NIVEL 4
CORDOBA	Bujalance	7 599	NIVEL 4
CORDOBA	Cabra	20 557	NIVEL 4
CORDOBA	Cañete de las Torres	3 000	NIVEL 4
CORDOBA	Carcabuey	2 471	NIVEL 4
CORDOBA	Cardeña	1 532	NIVEL 4
CORDOBA	Carlota, La	14 010	NIVEL 4
CORDOBA	Carpio, El	4 480	NIVEL 4
CORDOBA	Castro del Río	7 881	NIVEL 4
CORDOBA	Conquista	418	NIVEL 4
CORDOBA	Córdoba	325 916	NIVEL 2
CORDOBA	Doña Mencía	4 718	NIVEL 4
CORDOBA	Dos Torres	2 426	NIVEL 4
CORDOBA	Encinas Reales	2 297	NIVEL 4
CORDOBA	Espejo	3 375	NIVEL 4
CORDOBA	Espiel	2 474	NIVEL 4
CORDOBA	Fernán-Núñez	9 680	NIVEL 4
CORDOBA	Fuente la Lancha	345	NIVEL 4
CORDOBA	Fuente Obejuna	4 734	NIVEL 4
CORDOBA	Fuente Palmera	10 871	NIVEL 4
CORDOBA	Fuente-Tójar	705	NIVEL 4
CORDOBA	Granjuela, La	474	NIVEL 4
CORDOBA	Guadalcazar	1 605	NIVEL 4
CORDOBA	Guijo, El	355	NIVEL 4
CORDOBA	Hinojosa del Duque	6 922	NIVEL 4
CORDOBA	Hornachuelos	4 575	NIVEL 4
CORDOBA	Iznájar	4 405	NIVEL 4
CORDOBA	Lucena	42 511	NIVEL 4
CORDOBA	Luque	3 051	NIVEL 4
CORDOBA	Montalbán de Córdoba	4 420	NIVEL 4
CORDOBA	Montemayor	3 902	NIVEL 4
CORDOBA	Montilla	23 209	NIVEL 4
CORDOBA	Montoro	9 518	NIVEL 4
CORDOBA	Monturque	1 994	NIVEL 4
CORDOBA	Moriles	3 775	NIVEL 4
CORDOBA	Nueva Carteya	5 396	NIVEL 4
CORDOBA	Obejo	2 011	NIVEL 4
CORDOBA	Palenciana	1 515	NIVEL 4
CORDOBA	Palma del Río	21 162	NIVEL 4
CORDOBA	Pedro Abad	2 864	NIVEL 4
CORDOBA	Pedroche	1 567	NIVEL 4
CORDOBA	Peñarroya-Pueblonuevo	11 031	NIVEL 4
CORDOBA	Posadas	7 411	NIVEL 4
CORDOBA	Pozoblanco	17 285	NIVEL 4
CORDOBA	Priego de Córdoba	22 697	NIVEL 4
CORDOBA	Puente Genil	30 173	NIVEL 4
CORDOBA	Rambla, La	7 547	NIVEL 4
CORDOBA	Rute	9 994	NIVEL 4
CORDOBA	San Sebastián de los Ballesteros	808	NIVEL 4
CORDOBA	Santa Eufemia	794	NIVEL 4
CORDOBA	Santaella	6 049	NIVEL 4
CORDOBA	Torrecampo	1 123	NIVEL 4
CORDOBA	Valenzuela	1 189	NIVEL 4
CORDOBA	Valsequillo	367	NIVEL 4
CORDOBA	Victoria, La	2 327	NIVEL 4
CORDOBA	Villa del Río	7 251	NIVEL 4
CORDOBA	Villafraña de Córdoba	4 886	NIVEL 4
CORDOBA	Villaharta	662	NIVEL 4
CORDOBA	Villanueva de Córdoba	8 886	NIVEL 4
CORDOBA	Villanueva del Duque	1 504	NIVEL 4
CORDOBA	Villanueva del Rey	1 081	NIVEL 4

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
CORDOBA	Villalalto	1 171	NIVEL 4
CORDOBA	Villaviciosa de Córdoba	3 347	NIVEL 4
CORDOBA	Viso, El	2 586	NIVEL 4
CORDOBA	Zuheros	644	NIVEL 4

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
SEVILLA	Aguadulce	2 047	NIVEL 4
SEVILLA	Alanís	1 781	NIVEL 4
SEVILLA	Albaida del Aljarafe	3 137	NIVEL 4
SEVILLA	Alcalá de Guadaíra	75 106	NIVEL 3
SEVILLA	Alcalá del Río	11 950	NIVEL 4
SEVILLA	Alcolea del Río	3 413	NIVEL 4
SEVILLA	Algaba, La	16 275	NIVEL 4
SEVILLA	Algámitas	1 284	NIVEL 4
SEVILLA	Almadén de la Plata	1 424	NIVEL 4
SEVILLA	Almensilla	5 929	NIVEL 4
SEVILLA	Arahal	19 532	NIVEL 4
SEVILLA	Aznalcázar	4 493	NIVEL 4
SEVILLA	Aznalcóllar	6 116	NIVEL 4
SEVILLA	Badolatosa	3 121	NIVEL 4
SEVILLA	Benacazón	7 167	NIVEL 4
SEVILLA	Bollullos de la Mitación	10 512	NIVEL 4
SEVILLA	Bormujos	21 667	NIVEL 4
SEVILLA	Brenes	12 638	NIVEL 4
SEVILLA	Burguillos	6 523	NIVEL 4
SEVILLA	Cabezas de San Juan, Las	16 418	NIVEL 4
SEVILLA	Camas	27 293	NIVEL 4
SEVILLA	Campana, La	5 349	NIVEL 4
SEVILLA	Cantillana	10 612	NIVEL 4
SEVILLA	Cañada Rosal	3 307	NIVEL 4
SEVILLA	Carmona	28 540	NIVEL 4
SEVILLA	Carrión de los Céspedes	2 524	NIVEL 4
SEVILLA	Casariche	5 566	NIVEL 4
SEVILLA	Castilblanco de los Arroyos	4 831	NIVEL 4
SEVILLA	Castilleja de Guzmán	2 835	NIVEL 4
SEVILLA	Castilleja de la Cuesta	17 429	NIVEL 4
SEVILLA	Castilleja del Campo	628	NIVEL 4
SEVILLA	Castillo de las Guardas, El	1 464	NIVEL 4
SEVILLA	Cazalla de la Sierra	4 849	NIVEL 4
SEVILLA	Constantina	6 040	NIVEL 4
SEVILLA	Coria del Río	30 535	NIVEL 4
SEVILLA	Coripe	1 298	NIVEL 4
SEVILLA	Coronil, El	4 830	NIVEL 4
SEVILLA	Corrales, Los	3 997	NIVEL 4
SEVILLA	Cuervo de Sevilla, El	8 698	NIVEL 4
SEVILLA	Dos Hermanas	132 551	NIVEL 2
SEVILLA	Écija	40 087	NIVEL 4
SEVILLA	Espartinas	15 423	NIVEL 4
SEVILLA	Estepa	12 526	NIVEL 4
SEVILLA	Fuentes de Andalucía	7 149	NIVEL 4
SEVILLA	Garrobo, El	775	NIVEL 4
SEVILLA	Gelves	10 051	NIVEL 4
SEVILLA	Gerena	7 489	NIVEL 4
SEVILLA	Gilena	3 826	NIVEL 4
SEVILLA	Gines	13 361	NIVEL 4
SEVILLA	Guadalcanal	2 659	NIVEL 4
SEVILLA	Guillena	12 647	NIVEL 4
SEVILLA	Herrera	6 463	NIVEL 4
SEVILLA	Huérvar del Aljarafe	2 883	NIVEL 4
SEVILLA	Isla Mayor	5 889	NIVEL 4
SEVILLA	Lantejuela	3 836	NIVEL 4
SEVILLA	Lebrija	27 410	NIVEL 4
SEVILLA	Lora de Estepa	852	NIVEL 4
SEVILLA	Lora del Río	18 934	NIVEL 4
SEVILLA	Luisiana, La	4 569	NIVEL 4
SEVILLA	Madroño, El	284	NIVEL 4
SEVILLA	Mairena del Alcor	23 222	NIVEL 4
SEVILLA	Mairena del Aljarafe	45 471	NIVEL 4
SEVILLA	Marchena	19 691	NIVEL 4
SEVILLA	Marinaleda	2 665	NIVEL 4
SEVILLA	Martín de la Jara	2 740	NIVEL 4
SEVILLA	Molares, Los	3 455	NIVEL 4
SEVILLA	Montellano	7 073	NIVEL 4
SEVILLA	Morón de la Frontera	27 930	NIVEL 4
SEVILLA	Navas de la Concepción, Las	1 601	NIVEL 4
SEVILLA	Olivares	9 422	NIVEL 4
SEVILLA	Osuna	17 735	NIVEL 4

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
SEVILLA	Palacios y Villafranca, Los	38 246	NIVEL 4
SEVILLA	Palomares del Río	8 418	NIVEL 4
SEVILLA	Paradas	6 923	NIVEL 4
SEVILLA	Pedrera	5 308	NIVEL 4
SEVILLA	Pedroso, El	2 055	NIVEL 4
SEVILLA	Peñaflor	3 680	NIVEL 4
SEVILLA	Pilas	13 988	NIVEL 4
SEVILLA	Pruna	2 671	NIVEL 4
SEVILLA	Puebla de Cazalla, La	11 081	NIVEL 4
SEVILLA	Puebla de los Infantes, La	3 051	NIVEL 4
SEVILLA	Puebla del Río, La	11 914	NIVEL 4
SEVILLA	Real de la Jara, El	1 530	NIVEL 4
SEVILLA	Rinconada, La	38 339	NIVEL 4
SEVILLA	Roda de Andalucía, La	4 277	NIVEL 4
SEVILLA	Ronquillo, El	1 354	NIVEL 4
SEVILLA	Rubio, El	3 457	NIVEL 4
SEVILLA	Salteras	5 499	NIVEL 4
SEVILLA	San Juan de Aznalfarache	21 458	NIVEL 4
SEVILLA	San Nicolás del Puerto	593	NIVEL 4
SEVILLA	Sanlúcar la Mayor	13 583	NIVEL 4
SEVILLA	Santiponce	8 445	NIVEL 4
SEVILLA	Saucejo, El	4 310	NIVEL 4
SEVILLA	Sevilla	689 434	NIVEL 1
SEVILLA	Tocina	9 656	NIVEL 4
SEVILLA	Tomares	25 042	NIVEL 4
SEVILLA	Umbrete	8 695	NIVEL 4
SEVILLA	Utrera	52 701	NIVEL 3
SEVILLA	Valencina de la Concepción	7 860	NIVEL 4
SEVILLA	Villamanrique de la Condesa	4 454	NIVEL 4
SEVILLA	Villanueva de San Juan	1 181	NIVEL 4
SEVILLA	Villanueva del Ariscal	6 573	NIVEL 4
SEVILLA	Villanueva del Río y Minas	4 866	NIVEL 4
SEVILLA	Villaverde del Río	7 824	NIVEL 4
SEVILLA	Viso del Alcor, El	19 234	NIVEL 4

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
JAEN	Albanchez de Mágina	1 060	NIVEL 4
JAEN	Alcalá la Real	21 758	NIVEL 4
JAEN	Alcaudete	10 634	NIVEL 4
JAEN	Aldeaquemada	503	NIVEL 4
JAEN	Andújar	37 611	NIVEL 4
JAEN	Arjona	5 662	NIVEL 4
JAEN	Arjonilla	3 654	NIVEL 4
JAEN	Arquillos	1 797	NIVEL 4
JAEN	Arroyo del Ojanco	2 353	NIVEL 4
JAEN	Baeza	15 996	NIVEL 4
JAEN	Bailén	17 924	NIVEL 4
JAEN	Baños de la Encina	2 613	NIVEL 4
JAEN	Beas de Segura	5 275	NIVEL 4
JAEN	Bedmar y Garcíez	2 757	NIVEL 4
JAEN	Begíjar	3 073	NIVEL 4
JAEN	Bélmez de la Moraleda	1 600	NIVEL 4
JAEN	Benatae	467	NIVEL 4
JAEN	Cabra del Santo Cristo	1 877	NIVEL 4
JAEN	Cambil	2 772	NIVEL 4
JAEN	Campillo de Arenas	1 854	NIVEL 4
JAEN	Canena	1 927	NIVEL 4
JAEN	Carboneros	625	NIVEL 4
JAEN	Cárcheles	1 375	NIVEL 4
JAEN	Carolina, La	15 508	NIVEL 4
JAEN	Castellar	3 389	NIVEL 4
JAEN	Castillo de Locubín	4 165	NIVEL 4
JAEN	Cazaililla	844	NIVEL 4
JAEN	Cazorla	7 613	NIVEL 4
JAEN	Chiclana de Segura	988	NIVEL 4
JAEN	Chilluívar	1 483	NIVEL 4
JAEN	Escañuela	952	NIVEL 4
JAEN	Espeluy	666	NIVEL 4
JAEN	Frailles	1 610	NIVEL 4
JAEN	Fuensanta de Martos	3 071	NIVEL 4
JAEN	Fuerte del Rey	1 384	NIVEL 4
JAEN	Génave	614	NIVEL 4
JAEN	Guardia de Jaén, La	4 931	NIVEL 4
JAEN	Guarromán	2 821	NIVEL 4
JAEN	Higuera de Calatrava	622	NIVEL 4
JAEN	Hinojares	334	NIVEL 4
JAEN	Hornos	631	NIVEL 4
JAEN	Huelma	5 932	NIVEL 4
JAEN	Huesa	2 541	NIVEL 4
JAEN	Ibros	2 925	NIVEL 4
JAEN	Iruela, La	1 958	NIVEL 4
JAEN	Iznatoraf	1 000	NIVEL 4
JAEN	Jabalquinto	2 114	NIVEL 4
JAEN	Jaén	114 238	NIVEL 2
JAEN	Jamilena	3 343	NIVEL 4
JAEN	Jimena	1 293	NIVEL 4
JAEN	Jódar	11 901	NIVEL 4
JAEN	Lahiguera	1 759	NIVEL 4
JAEN	Larva	486	NIVEL 4
JAEN	Linares	58 449	NIVEL 3
JAEN	Lopera	3 714	NIVEL 4
JAEN	Lupión	881	NIVEL 4
JAEN	Mancha Real	11 265	NIVEL 4
JAEN	Marmolejo	6 968	NIVEL 4
JAEN	Martos	24 207	NIVEL 4
JAEN	Mengíbar	9 916	NIVEL 4
JAEN	Montizón	1 745	NIVEL 4
JAEN	Navas de San Juan	4 506	NIVEL 4
JAEN	Noalejo	1 963	NIVEL 4
JAEN	Orcera	1 860	NIVEL 4
JAEN	Peal de Becerro	5 290	NIVEL 4
JAEN	Pegalajar	2 945	NIVEL 4
JAEN	Porcuna	6 403	NIVEL 4
JAEN	Pozo Alcón	4 758	NIVEL 4
JAEN	Puente de Génave	2 218	NIVEL 4
JAEN	Puerta de Segura, La	2 396	NIVEL 4
JAEN	Quesada	5 400	NIVEL 4

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
JAEN	Rus	3 630	NIVEL 4
JAEN	Sabiote	4 012	NIVEL 4
JAEN	Santa Elena	930	NIVEL 4
JAEN	Santiago de Calatrava	709	NIVEL 4
JAEN	Santiago-Pontones	3 108	NIVEL 4
JAEN	Santisteban del Puerto	4 566	NIVEL 4
JAEN	Santo Tomé	2 208	NIVEL 4
JAEN	Segura de la Sierra	1 807	NIVEL 4
JAEN	Siles	2 305	NIVEL 4
JAEN	Sorihuela del Guadalimar	1 157	NIVEL 4
JAEN	Torreblascopedro	2 594	NIVEL 4
JAEN	Torredelcampo	14 435	NIVEL 4
JAEN	Torredonjimeno	13 780	NIVEL 4
JAEN	Torreperogil	7 391	NIVEL 4
JAEN	Torres	1 475	NIVEL 4
JAEN	Torres de Albánchez	826	NIVEL 4
JAEN	Úbeda	34 733	NIVEL 4
JAEN	Valdepeñas de Jaén	3 852	NIVEL 4
JAEN	Vilches	4 567	NIVEL 4
JAEN	Villacarrillo	10 857	NIVEL 4
JAEN	Villanueva de la Reina	3 151	NIVEL 4
JAEN	Villanueva del Arzobispo	8 402	NIVEL 4
JAEN	Villardompardo	1 001	NIVEL 4

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
JAEN	Villares, Los	6 007	NIVEL 4
JAEN	Villarrodriago	425	NIVEL 4
JAEN	Villatorres	4 389	NIVEL 4

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
MÁLAGA	Alameda	5 384	NIVEL 4
MÁLAGA	Alcaucín	2 253	NIVEL 4
MÁLAGA	Alfarnate	1 113	NIVEL 4
MÁLAGA	Alfarnatejo	397	NIVEL 4
MÁLAGA	Algarrobo	6 284	NIVEL 4
MÁLAGA	Algatocín	778	NIVEL 4
MÁLAGA	Alhaurín de la Torre	39 153	NIVEL 4
MÁLAGA	Alhaurín el Grande	24 720	NIVEL 4
MÁLAGA	Almáchar	1 814	NIVEL 4
MÁLAGA	Almargen	2 004	NIVEL 4
MÁLAGA	Almogía	3 765	NIVEL 4
MÁLAGA	Álora	12 924	NIVEL 4
MÁLAGA	Alozaina	2 017	NIVEL 4
MÁLAGA	Alpandeire	244	NIVEL 4
MÁLAGA	Antequera	41 104	NIVEL 4
MÁLAGA	Árchez	405	NIVEL 4
MÁLAGA	Archidona	8 398	NIVEL 4
MÁLAGA	Ardales	2 469	NIVEL 4
MÁLAGA	Arenas	1 190	NIVEL 4
MÁLAGA	Arriate	4 094	NIVEL 4
MÁLAGA	Atajate	167	NIVEL 4
MÁLAGA	Benadalid	223	NIVEL 4
MÁLAGA	Benahavís	7 348	NIVEL 4
MÁLAGA	Benalauría	449	NIVEL 4
MÁLAGA	Benalmádena	68 859	NIVEL 3
MÁLAGA	Benamargosa	1 532	NIVEL 4
MÁLAGA	Benamocarra	2 988	NIVEL 4
MÁLAGA	Benaolán	1 497	NIVEL 4
MÁLAGA	Benarrabá	480	NIVEL 4
MÁLAGA	Borge, El	940	NIVEL 4
MÁLAGA	Burgo, El	1 848	NIVEL 4
MÁLAGA	Campillos	8 547	NIVEL 4
MÁLAGA	Canillas de Aceituno	1 672	NIVEL 4
MÁLAGA	Canillas de Albaida	741	NIVEL 4
MÁLAGA	Cañete la Real	1 674	NIVEL 4
MÁLAGA	Carratraca	751	NIVEL 4
MÁLAGA	Cartajima	244	NIVEL 4
MÁLAGA	Cártama	25 317	NIVEL 4
MÁLAGA	Casabermeja	3 442	NIVEL 4
MÁLAGA	Casarabonela	2 550	NIVEL 4
MÁLAGA	Casares	5 743	NIVEL 4
MÁLAGA	Coín	21 562	NIVEL 4
MÁLAGA	Colmenar	3 383	NIVEL 4
MÁLAGA	Comares	1 315	NIVEL 4
MÁLAGA	Cómpeta	3 847	NIVEL 4
MÁLAGA	Cortes de la Frontera	3 268	NIVEL 4
MÁLAGA	Cuevas Bajas	1 416	NIVEL 4
MÁLAGA	Cuevas de San Marcos	3 722	NIVEL 4
MÁLAGA	Cuevas del Becerro	1 608	NIVEL 4
MÁLAGA	Cútar	597	NIVEL 4
MÁLAGA	Estepona	66 863	NIVEL 3
MÁLAGA	Faraján	248	NIVEL 4
MÁLAGA	Frigiliana	3 066	NIVEL 4
MÁLAGA	Fuengirola	74 929	NIVEL 3
MÁLAGA	Fuente de Piedra	2 507	NIVEL 4
MÁLAGA	Gaucín	1 588	NIVEL 4
MÁLAGA	Genalguacil	405	NIVEL 4
MÁLAGA	Guaro	2 087	NIVEL 4
MÁLAGA	Humilladero	3 292	NIVEL 4
MÁLAGA	Igualeja	778	NIVEL 4
MÁLAGA	Istán	1 432	NIVEL 4
MÁLAGA	Iznate	856	NIVEL 4
MÁLAGA	Jímera de Líbar	396	NIVEL 4
MÁLAGA	Jubrique	589	NIVEL 4
MÁLAGA	Júzcar	226	NIVEL 4
MÁLAGA	Macharaviaya	448	NIVEL 4
MÁLAGA	Málaga	569 002	NIVEL 1
MÁLAGA	Manilva	14 589	NIVEL 4
MÁLAGA	Marbella	141 172	NIVEL 2
MÁLAGA	Mijas	77 151	NIVEL 3
MÁLAGA	Moclinejo	1 204	NIVEL 4

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
MÁLAGA	Mollina	4 924	NIVEL 4
MÁLAGA	Monda	2 475	NIVEL 4
MÁLAGA	Montecorto	630	NIVEL 4
MÁLAGA	Montejaque	997	NIVEL 4
MÁLAGA	Nerja	21 047	NIVEL 4
MÁLAGA	Ojén	3 517	NIVEL 4
MÁLAGA	Parauta	209	NIVEL 4
MÁLAGA	Periana	3 124	NIVEL 4
MÁLAGA	Pizarra	9 073	NIVEL 4
MÁLAGA	Pujerra	307	NIVEL 4
MÁLAGA	Rincón de la Victoria	45 138	NIVEL 4
MÁLAGA	Riogordo	2 715	NIVEL 4
MÁLAGA	Ronda	34 268	NIVEL 4
MÁLAGA	Salares	175	NIVEL 4
MÁLAGA	Sayalonga	1 579	NIVEL 4
MÁLAGA	Sedella	634	NIVEL 4
MÁLAGA	Serrato	494	NIVEL 4
MÁLAGA	Sierra de Yeguas	3 363	NIVEL 4
MÁLAGA	Teba	3 847	NIVEL 4
MÁLAGA	Tolox	2 062	NIVEL 4
MÁLAGA	Torremolinos	67 701	NIVEL 3
MÁLAGA	Torrox	15 371	NIVEL 4
MÁLAGA	Totalán	710	NIVEL 4
MÁLAGA	Valle de Abdalajís	2 577	NIVEL 4
MÁLAGA	Vélez-Málaga	79 878	NIVEL 3
MÁLAGA	Villanueva de Algaidas	4 238	NIVEL 4
MÁLAGA	Villanueva de la Concepción	3 290	NIVEL 4
MÁLAGA	Villanueva de Tapia	1 523	NIVEL 4
MÁLAGA	Villanueva del Rosario	3 383	NIVEL 4
MÁLAGA	Villanueva del Trabuco	5 327	NIVEL 4
MÁLAGA	Viñuela	2 045	NIVEL 4
MÁLAGA	Yunquera	2 926	NIVEL 4

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
GRANADA	Agrón	290	NIVEL 4
GRANADA	Alamedilla	606	NIVEL 4
GRANADA	Albolote	18 660	NIVEL 4
GRANADA	Albondón	745	NIVEL 4
GRANADA	Albuñán	418	NIVEL 4
GRANADA	Albuñol	6 998	NIVEL 4
GRANADA	Albuñuelas	836	NIVEL 4
GRANADA	Aldeire	635	NIVEL 4
GRANADA	Alfacar	5 440	NIVEL 4
GRANADA	Algarinejo	2 677	NIVEL 4
GRANADA	Alhama de Granada	5 981	NIVEL 4
GRANADA	Alhendín	8 928	NIVEL 4
GRANADA	Alicún de Ortega	495	NIVEL 4
GRANADA	Almegíjar	362	NIVEL 4
GRANADA	Almuñécar	27 135	NIVEL 4
GRANADA	Alpujarra de la Sierra	1 021	NIVEL 4
GRANADA	Alquife	665	NIVEL 4
GRANADA	Arenas del Rey	1 179	NIVEL 4
GRANADA	Armillá	24 028	NIVEL 4
GRANADA	Atarfe	18 392	NIVEL 4
GRANADA	Baza	20 642	NIVEL 4
GRANADA	Beas de Granada	1 000	NIVEL 4
GRANADA	Beas de Guadix	345	NIVEL 4
GRANADA	Benalúa	3 286	NIVEL 4
GRANADA	Benalúa de las Villas	1 083	NIVEL 4
GRANADA	Benamaurel	2 337	NIVEL 4
GRANADA	Bérchules	715	NIVEL 4
GRANADA	Bubión	301	NIVEL 4
GRANADA	Busquístar	278	NIVEL 4
GRANADA	Cacín	587	NIVEL 4
GRANADA	Cádiar	1 486	NIVEL 4
GRANADA	Cájar	5 054	NIVEL 4
GRANADA	Calahorra, La	673	NIVEL 4
GRANADA	Calicasas	619	NIVEL 4
GRANADA	Campotéjar	1 271	NIVEL 4
GRANADA	Caniles	4 179	NIVEL 4
GRANADA	Cáñar	348	NIVEL 4
GRANADA	Capileira	559	NIVEL 4
GRANADA	Carataunas	179	NIVEL 4
GRANADA	Cástaras	244	NIVEL 4
GRANADA	Castilléjar	1 344	NIVEL 4
GRANADA	Castril	2 193	NIVEL 4
GRANADA	Cenes de la Vega	7 897	NIVEL 4
GRANADA	Chauchina	5 490	NIVEL 4
GRANADA	Chimeneas	1 326	NIVEL 4
GRANADA	Churrana de la Vega	14 556	NIVEL 4
GRANADA	Cijuela	3 228	NIVEL 4
GRANADA	Cogollos de Guadix	659	NIVEL 4
GRANADA	Cogollos de la Vega	2 089	NIVEL 4
GRANADA	Colomera	1 376	NIVEL 4
GRANADA	Cortes de Baza	1 940	NIVEL 4
GRANADA	Cortes y Graena	994	NIVEL 4
GRANADA	Cuevas del Campo	1 821	NIVEL 4
GRANADA	Cúllar	4 276	NIVEL 4
GRANADA	Cúllar Vega	7 330	NIVEL 4
GRANADA	Darro	1 571	NIVEL 4
GRANADA	Dehesas de Guadix	419	NIVEL 4
GRANADA	Dehesas Viejas	728	NIVEL 4
GRANADA	Deifontes	2 618	NIVEL 4
GRANADA	Diezma	775	NIVEL 4
GRANADA	Dílar	1 959	NIVEL 4
GRANADA	Dólar	638	NIVEL 4
GRANADA	Domingo Pérez de Granada	899	NIVEL 4
GRANADA	Dúdar	323	NIVEL 4
GRANADA	Dúrcal	7 028	NIVEL 4
GRANADA	Escúzar	772	NIVEL 4
GRANADA	Ferreira	305	NIVEL 4
GRANADA	Fonelas	996	NIVEL 4
GRANADA	Freila	890	NIVEL 4
GRANADA	Fuente Vaqueros	4 388	NIVEL 4
GRANADA	Gabias, Las	20 329	NIVEL 4

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
GRANADA	Galera	1 104	NIVEL 4
GRANADA	Gobernador	246	NIVEL 4
GRANADA	Gójar	5 606	NIVEL 4
GRANADA	Gor	746	NIVEL 4
GRANADA	Gorafe	390	NIVEL 4
GRANADA	Granada	232 770	NIVEL 2
GRANADA	Guadahortuna	1 932	NIVEL 4
GRANADA	Guadix	18 799	NIVEL 4
GRANADA	Guájares, Los	1 037	NIVEL 4
GRANADA	Gualchos	5 051	NIVEL 4
GRANADA	Güéjar Sierra	2 878	NIVEL 4
GRANADA	Güevéjar	2 551	NIVEL 4
GRANADA	Huélago	395	NIVEL 4
GRANADA	Huéneja	1 156	NIVEL 4
GRANADA	Huéscar	7 498	NIVEL 4
GRANADA	Huétor de Santillán	1 889	NIVEL 4
GRANADA	Huétor Tájar	10 236	NIVEL 4
GRANADA	Huétor Vega	11 904	NIVEL 4
GRANADA	Íllora	10 233	NIVEL 4
GRANADA	Ítrabo	1 009	NIVEL 4
GRANADA	Iznalloz	5 033	NIVEL 4
GRANADA	Játar	633	NIVEL 4
GRANADA	Jayena	1 101	NIVEL 4
GRANADA	Jérez del Marquesado	1 002	NIVEL 4
GRANADA	Jete	890	NIVEL 4
GRANADA	Jun	3 681	NIVEL 4
GRANADA	Juñeres	144	NIVEL 4
GRANADA	Láchar	3 270	NIVEL 4
GRANADA	Lanjarón	3 503	NIVEL 4
GRANADA	Lanteira	559	NIVEL 4
GRANADA	Lecrín	2 089	NIVEL 4
GRANADA	Lentegí	322	NIVEL 4
GRANADA	Lobras	148	NIVEL 4
GRANADA	Loja	20 469	NIVEL 4
GRANADA	Lugros	334	NIVEL 4
GRANADA	Lújar	454	NIVEL 4
GRANADA	Malahá, La	1 856	NIVEL 4
GRANADA	Maracena	22 071	NIVEL 4
GRANADA	Marchal	417	NIVEL 4
GRANADA	Moclín	3 820	NIVEL 4
GRANADA	Molvizar	2 796	NIVEL 4
GRANADA	Monachil	7 715	NIVEL 4
GRANADA	Montefrío	5 472	NIVEL 4
GRANADA	Montejícar	2 183	NIVEL 4
GRANADA	Montillana	1 207	NIVEL 4
GRANADA	Moraleda de Zafayona	3 176	NIVEL 4
GRANADA	Morelábor	650	NIVEL 4
GRANADA	Motril	60 420	NIVEL 3
GRANADA	Murtas	473	NIVEL 4
GRANADA	Nevada	1 089	NIVEL 4
GRANADA	Nigüelas	1 195	NIVEL 4
GRANADA	Nívar	971	NIVEL 4
GRANADA	Ogijares	13 848	NIVEL 4
GRANADA	Orce	1 205	NIVEL 4
GRANADA	Órgiva	5 570	NIVEL 4
GRANADA	Otívar	1 043	NIVEL 4
GRANADA	Padul	8 454	NIVEL 4
GRANADA	Pampaneira	324	NIVEL 4
GRANADA	Pedro Martínez	1 166	NIVEL 4
GRANADA	Peligros	11 191	NIVEL 4
GRANADA	Peza, La	1 214	NIVEL 4
GRANADA	Pinar, El	933	NIVEL 4
GRANADA	Pinos Genil	1 422	NIVEL 4
GRANADA	Pinos Puente	10 314	NIVEL 4
GRANADA	Píñar	1 139	NIVEL 4
GRANADA	Polícar	228	NIVEL 4
GRANADA	Polopos	1 650	NIVEL 4
GRANADA	Pórtugos	403	NIVEL 4
GRANADA	Puebla de Don Fadrique	2 308	NIVEL 4
GRANADA	Pulianas	5 364	NIVEL 4
GRANADA	Purullena	2 329	NIVEL 4

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
GRANADA	Quéntar	928	NIVEL 4
GRANADA	Rubite	382	NIVEL 4
GRANADA	Salar	2 667	NIVEL 4
GRANADA	Salobreña	12 402	NIVEL 4
GRANADA	Santa Cruz del Comercio	549	NIVEL 4
GRANADA	Santa Fe	14 960	NIVEL 4
GRANADA	Soportújar	266	NIVEL 4
GRANADA	Sorvilán	550	NIVEL 4
GRANADA	Taha, La	653	NIVEL 4
GRANADA	Torre-Cardela	782	NIVEL 4
GRANADA	Torvizcón	650	NIVEL 4
GRANADA	Trevélez	758	NIVEL 4
GRANADA	Turón	253	NIVEL 4
GRANADA	Ugíjar	2 511	NIVEL 4
GRANADA	Valderrubio	2 083	NIVEL 4
GRANADA	Valle del Zalabí	2 146	NIVEL 4
GRANADA	Valle, El	938	NIVEL 4
GRANADA	Válor	676	NIVEL 4
GRANADA	Vegas del Genil	10 808	NIVEL 4
GRANADA	Vélez de Benaudalla	2 885	NIVEL 4
GRANADA	Ventas de Huelma	620	NIVEL 4
GRANADA	Villa de Otura	6 832	NIVEL 4
GRANADA	Villamena	967	NIVEL 4
GRANADA	Villanueva de las Torres	633	NIVEL 4
GRANADA	Villanueva Mesía	2 013	NIVEL 4
GRANADA	Víznar	978	NIVEL 4
GRANADA	Zafarraya	2 052	NIVEL 4
GRANADA	Zagra	866	NIVEL 4
GRANADA	Zubia, La	19 006	NIVEL 4
GRANADA	Zújar	2 612	NIVEL 4

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
HUELVA	Alájar	777	NIVEL 4
HUELVA	Aljaraque	20 836	NIVEL 4
HUELVA	Almendro, El	839	NIVEL 4
HUELVA	Almonaster la Real	1 848	NIVEL 4
HUELVA	Almonte	23 272	NIVEL 4
HUELVA	Alosno	3 954	NIVEL 4
HUELVA	Aracena	8 048	NIVEL 4
HUELVA	Aroche	3 131	NIVEL 4
HUELVA	Arroyomolinos de León	981	NIVEL 4
HUELVA	Ayamonte	20 714	NIVEL 4
HUELVA	Beas	4 238	NIVEL 4
HUELVA	Berrocal	330	NIVEL 4
HUELVA	Bollullos Par del Condado	14 095	NIVEL 4
HUELVA	Bonares	6 025	NIVEL 4
HUELVA	Cabezas Rubias	734	NIVEL 4
HUELVA	Cala	1 202	NIVEL 4
HUELVA	Calañas	4 099	NIVEL 4
HUELVA	Campillo, El	2 043	NIVEL 4
HUELVA	Campofrío	683	NIVEL 4
HUELVA	Cañaverl de León	420	NIVEL 4
HUELVA	Cartaya	19 193	NIVEL 4
HUELVA	Castaño del Robledo	209	NIVEL 4
HUELVA	Cerro de Andévalo, El	2 409	NIVEL 4
HUELVA	Chucena	2 256	NIVEL 4
HUELVA	Corteconcepción	548	NIVEL 4
HUELVA	Cortegana	4 812	NIVEL 4
HUELVA	Cortelazor	304	NIVEL 4
HUELVA	Cumbres de Enmedio	52	NIVEL 4
HUELVA	Cumbres de San Bartolomé	388	NIVEL 4
HUELVA	Cumbres Mayores	1 795	NIVEL 4
HUELVA	Encinasola	1 334	NIVEL 4
HUELVA	Escacena del Campo	2 254	NIVEL 4
HUELVA	Fuenteheridos	646	NIVEL 4
HUELVA	Galaroza	1 409	NIVEL 4
HUELVA	Gibraleón	12 570	NIVEL 4
HUELVA	Granada de Río-Tinto, La	234	NIVEL 4
HUELVA	Granado, El	521	NIVEL 4
HUELVA	Higuera de la Sierra	1 293	NIVEL 4
HUELVA	Hinojales	310	NIVEL 4
HUELVA	Hinojos	3 891	NIVEL 4
HUELVA	Huelva	145 115	NIVEL 2
HUELVA	Isla Cristina	21 175	NIVEL 4
HUELVA	Jabugo	2 258	NIVEL 4
HUELVA	Lepe	26 931	NIVEL 4
HUELVA	Linares de la Sierra	267	NIVEL 4
HUELVA	Lucena del Puerto	3 200	NIVEL 4
HUELVA	Manzanilla	2 076	NIVEL 4
HUELVA	Marines, Los	393	NIVEL 4
HUELVA	Minas de Riotinto	3 924	NIVEL 4
HUELVA	Moguer	21 514	NIVEL 4
HUELVA	Nava, La	266	NIVEL 4
HUELVA	Nerva	5 418	NIVEL 4
HUELVA	Niebla	4 091	NIVEL 4
HUELVA	Palma del Condado, La	10 690	NIVEL 4
HUELVA	Palos de la Frontera	10 885	NIVEL 4
HUELVA	Paterna del Campo	3 499	NIVEL 4
HUELVA	Paymogo	1 195	NIVEL 4
HUELVA	Puebla de Guzmán	3 148	NIVEL 4
HUELVA	Puerto Moral	274	NIVEL 4
HUELVA	Punta Umbría	15 038	NIVEL 4
HUELVA	Rociana del Condado	7 714	NIVEL 4
HUELVA	Rosal de la Frontera	1 702	NIVEL 4
HUELVA	San Bartolomé de la Torre	3 640	NIVEL 4
HUELVA	San Juan del Puerto	9 116	NIVEL 4
HUELVA	San Silvestre de Guzmán	611	NIVEL 4
HUELVA	Sanlúcar de Gadiana	419	NIVEL 4
HUELVA	Santa Ana la Real	491	NIVEL 4
HUELVA	Santa Bárbara de Casa	1 092	NIVEL 4
HUELVA	Santa Olalla del Cala	2 003	NIVEL 4
HUELVA	Trigueros	7 708	NIVEL 4
HUELVA	Valdelarco	238	NIVEL 4

Anexo I. Población de los Municipios Andaluces y clasificación por Niveles
Fuente: INE

Datos a fecha 01-01-17

PROVINCIA	MUNICIPIO	POBLACION	NIVEL
HUELVA	Valverde del Camino	12 839	NIVEL 4
HUELVA	Villablanca	2 781	NIVEL 4
HUELVA	Villalba del Alcor	3 279	NIVEL 4
HUELVA	Villanueva de las Cruces	386	NIVEL 4
HUELVA	Villanueva de los Castillejos	2 747	NIVEL 4
HUELVA	Villarrasa	2 172	NIVEL 4
HUELVA	Zalamea la Real	3 093	NIVEL 4
HUELVA	Zufre	845	NIVEL 4

11.2 ANÁLISIS DE NORMATIVA TÉCNICA MUNICIPAL

ANEXO II. CUADRO COMPARATIVO POBLACIONES

Parametros Generales de diseño de Redes de Saneamiento Urbano para Municipios de más de 500 000 habitantes en Andalucía

Municipios	Organismo de Documento	G1				G1
		TR	IM	AD	PZ	MC
Sevilla	EMASESA	<ul style="list-style-type: none"> · Unitaria · Separativa en casos justificados 	<ul style="list-style-type: none"> · $d_{min} \leq 30$ m · Acometida recta a PZ · $i \geq 5\%$ · PVC-U Pared Compacta · $\Phi = 200$ mm 	<ul style="list-style-type: none"> · Se ajusta al CTE 	<ul style="list-style-type: none"> · In-Situ con fábrica de ladrillo, asegurando estanqueidad · $D_{max} = 30$ m en S.Urbanizable y 50 m en S.No Urbanizable · Prefabricado de Hormigón $\Phi=1200$ mm 	<ul style="list-style-type: none"> · Policloruro de Vinilo (PVC-U) · Hormigón en masa o armado · Gres Vitrificado · Fundición Dúctil para Saneamiento - $\Phi_{min}=300$
Málaga	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> · Separativa · Unitaria solo en casos justificados · Incluye la restricción del alivio de caudales correspondientes a las primeras aguas de lluvia sin previa depuración. 	<ul style="list-style-type: none"> · Solera de 20 cm de HM · No colocar en zonas sin asfaltar, en cuyo caso, disponer de un arenero previo a la conexión con la red. · $\Phi = 200$ mm 	<ul style="list-style-type: none"> · Solera de 20 cm de HM · Mediante arquetas domiciliarias, acometidas a pozo de registro · $\Phi = 200$ mm 	<ul style="list-style-type: none"> · $\Phi_{min}=800$ mm · $D_{aprox} = 40$ m (Marca un aproximado, no una restricción) · In-Situ o Prefabricado. 	<ul style="list-style-type: none"> · Hormigón en Masa o Armado · Gres · Policloruro de Vinilo no plastificado · Polietileno de alta densidad · Poliéster reforzado con fibra de vidrio - $\Phi_{min}=800$ mm

Parametros Generales de diseño de Redes de Saneamiento Urbano para Municipios de más de 500 000 habitantes en Andalucía

		G3	
Municipios	Organismo de Documento	QP	QR
Sevilla	EMASESA	<ul style="list-style-type: none"> · Precipitación Uniforme en espacio y tiempo · Intesidad de lluvia es la correspondiente a un aguacero de duración igual al tiempo de concentración de la cuenca vertiente. · Para cáclulo de Intensidad Fórmula de J.R. Témez. · En ausencia de distinto nivel de seguridad para el área metropolitana de Sevilla: <ul style="list-style-type: none"> - En general $It = 6\ 000 \cdot 0.12^{2.5I^{*0.1}}$ - Para colectores interceptores y emisarios $It=6\ 600 \cdot 0.12^{2.5I^{*0.1}}$ · $Tc = Te+Tr$; siendo $Te=cte [K]$ y $Tr=L/v$; supone en primera aprox. $vcol=1.66\ m/s$, pero define que el método será iterativo. · Coeficiente de escorrentia constante para cada tipo de suelo (Dado por la norma). · No se considera la laminación de la cuenca vertiente. · Cada tramo de colector se calculará a partir de toda la cuenca vertiente al punto final del mismo, evita sobredimensionamiento. <ul style="list-style-type: none"> · $Q=CIA/0.36$ [Método Racional] 	<ul style="list-style-type: none"> · Qresid dom. = $0.017 \cdot V$, donde V es el nº de viviendas de la cuenca. · Qresid Ind. = $0.7 \cdot S[ha]$
Málaga	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> · $I=200\ l/s \cdot ha$ con coeficientes correctores de 0.9 para zonas urbanizadas, y 0.5 para zonas de espacios libres, zonas verdes, etc... · En caso de red unitaria, con posibilidad de vertido de pluviales a un colector de drenaje o cauce natural, podrá instalarse un aliviadero de crecidas, siempre que se genere una relación de dilución de 1:5. <ul style="list-style-type: none"> · Método Racional. 	<ul style="list-style-type: none"> · Qresid = Previsto por Abastecimiento en T=10 horas · Residencial = mínimo (250 l/hab-dia-750 l/viv.dia) <ul style="list-style-type: none"> · Calles y Zonas Transitables = $1.2\ l/m^2$ · Centros sociales y comerciales = $10\ l/m^2$ <ul style="list-style-type: none"> · Equipamiento Escolar = $5\ l/m^2$ · Zonas Verdes y jardines = $10\ l/m^2$ · Polígonos industriales = $3.5\ l/m^2$ · El Caudal obtenido se multiplicará por un coeficiente corrector de 2.5

Parametros Generales de diseño de Redes de Saneamiento Urbano para Municipios de más de 500 000 habitantes en Andalucía

G2								
Municipios	Organismo de Documento	PF (m)	SS	Im (%)	im (%)	VM [m/s]	Vm [m/s]	HM
Sevilla	EMASESA	<ul style="list-style-type: none"> 1.00 respecto a la rasante, si no es posible por topografía habrá que disponer protección en la tubería 	<ul style="list-style-type: none"> Inferior a red de abastecimiento siempre. Entre generatrices con otros servicios ≥ 0.40 m, en proyección horizontal. <ul style="list-style-type: none"> Espacio libre ≥ 0.20 m En cruces perpendiculares ≥ 0.20 m Proyección Vertical <ul style="list-style-type: none"> A edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> DN < 300 = 0.80 m DN $\geq 300 = 0.35 + 1.50$ DN 	<ul style="list-style-type: none"> Metodología de Cálculo Mediante Tabla [n] <ul style="list-style-type: none"> Qcal = $n \cdot Q_{pluv} / (i^{1.5})$ Fijamos DN con Qcal (Tabla). Qcal \leq Qesp Im(%) según material 	<ul style="list-style-type: none"> Metodología de Cálculo Mediante Tabla [n+1] <ul style="list-style-type: none"> Qcal = $10^3 \cdot Q_{res} D^{0.5}$ jcal (%) de Tabla [n+1]. im = jcal = $4.67/D^{0.2251}$ 	<ul style="list-style-type: none"> Hormigón o F. dúctil = 3.00 Gres o PVC-U = 6.00 	<ul style="list-style-type: none"> Hormigón o F. dúctil = 0.60-0.90 Gres o PVC-U = 0.60-0.90 	-
Málaga	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> 1.00 La red de aguas pluviales podrá discurrir en superficie en áreas de baja densidad de edificación hasta el cauce receptor (Supeditado a la calidad del efluente). 	<ul style="list-style-type: none"> Dmin = 0.50 m entre generatrices con la red de abastecimiento, estando esta siempre en cota superior. 	-	-	<ul style="list-style-type: none"> El establecido para el material empleado, contrastado por la homologación del material 	0.50	-

Parametros Generales de diseño de Redes de Saneamiento Urbano para Municipios de más de 500 000 habitantes en Andalucía

		G4				
Municipios		CT	RL	CC	CZ	AZ
Sevilla	EMASESA	<ul style="list-style-type: none"> · Lecho de Arena = 0.15 m · Hormigón HM-20 = 0.15 m 	<p>Se divide en dos zonas:</p> <ul style="list-style-type: none"> · Zona 1: 15 cm por encima de la generatriz exterior más elevada. · Zona 2: Resto. <p>- Relleno de Material Granular.</p> <p>- Relleno en Área Urbana = Suelo Seleccionado s/PG-3. [Se admite albero de cantera].</p> <p>- Relleno en Área Rústica = Suelo Adecuado s/ PG-3.</p>	<ul style="list-style-type: none"> · Zona 1: Compactación manual o mediante vibradores de aguja, con especial atención a los riñones. · Zona 2: 95% del Proctor Modificado. 	Reposición de pavimento, según proyecto.	<ul style="list-style-type: none"> · Según Diámetro Interno [DI]. · Diámetro Externo [DE]. · $DI (300 - 700) = DE + 0.75$ · $DI (700 - 1200) = DE + 0.90$ · $DI (>1200) = DE + 1.10$
Málaga	PGOU	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D

G1						
Municipios	Organismo de Documento	TR	IM	AD	PZ	MC
Córdoba	EMACSA	<p>Separativa.</p> <p>· Sistemas unitarios en zonas consolidadas con el sistema.</p>	<p>· $\Phi_{min}=200$ (Mat. No Plásticos) - 250 (Mat. Plásticos)</p> <p>· Se calcula según capacidad de absorción.</p> <p>· La unión será directa y sin sifón (aireador).</p> <p>· $im=3\%$</p>	<p>· Se dividen según los usos.</p> <p>· $\Phi_{min}(NoPlast) = Unifamiliares 200;$ <i>Plurifamiliares 250.</i></p> <p>· $\Phi_{min}(Plast) = Unifamiliares 250;$ <i>Plurifamiliares 315.</i></p> <p>· $im = 3\%$</p>	<p>· Podrán ser in-situ o prefabricados.</p> <p>· $d_{max} = 50$ m en secciones no visibles</p> <p>· Si la red tiene un $\Phi=600$ mm, entonces serán circulares con $\Phi_{in}=1100$ mm, en caso contrario habrá que disponer una arqueta con altura libre de $2.00\text{ m} + \Phi/2$.</p> <p>· Si hay cambio de alineación se dispondrán elementos que disminuyan las pérdidas de carga puntuales o los remansos.</p> <p>· Si es de resalto, se colocarán disipadores de energía fuera del pozo o con perfil de lanzamiento</p>	<p>· Se pueden colocar distintos materiales según tamaños, aunque $\Phi_{min}=300$ mm (No Plásticos) 400 mm (Plásticos).</p> <p>· Materiales según Diámetro:</p> <p>· $\Phi = 200-500$ mm (Gres, Hormigón Armado, Fundición Dúctil Cementada, Materiales Plásticos o Acero Inoxidable [elementos especiales]).</p> <p>· $\Phi > 500$ mm (Gres, Hormigón Armado, Fundición Dúctil Cementada o Acero Inoxidable [elementos especiales]).</p>
Granada	PGOU	<p>· Unitario.</p> <p>· Zonas residenciales en las que existan cauces naturales a los que evacuar aguas de lluvia, se podrá usar sistema separativo.</p>	<p>· $\Phi_{min}=200$ en PVC</p>	<p>· $\Phi_{min}=250$ en PVC</p> <p>· $im = 2\%$</p> <p>· $PF \leq 1.5$ m</p> <p>· Conexión con alcantarilla mediante pozo de registro (tipo arqueta registrable)</p>	<p>· Colocación en empalmes y singularidades</p> <p>· $d_{max}=40$ m</p>	<p>· $\Phi_{min} = 400$ mm (Excepto colectores de pequeño tamaño 315)</p> <p>· Conducción prefabricada de Hormigón. Excepto colectores de pequeño tamaño, se admite PVC.</p> <p>· $\Phi_{max} = 1500$ mm</p>
Jerez de la Frontera	-					
Almería	PGOU	<p>· A criterio del proyectista, permite unitario, separativo, seudoseparativo y doblemente separativo</p>	<p>· $d_{max} = 50$ m</p> <p>· $Sup. Rec = 600\text{ m}^2$</p> <p>· Conexión con red en PVC en sifón $\Phi=200$ mm</p>	<p>· $d_{abast} = 60$ cm</p> <p>· $im = 2\%$</p> <p>· Desagüe sobre PZ desde Arqueta</p>	<p>· $\Phi_{in} = 1000 - 1100$ [mm]</p> <p>· Se permite hormigón armado prefabricado.</p> <p>· $d_{max} = 50$ m</p>	<p>· $\Phi_{min} = 300$</p> <p>· Materiales:</p> <p>· PVC</p> <p>· Fundición Dúctil</p> <p>· Cerámica Vidriada (Gres)</p>
Huelva	PGOU	<p>· Sistema unitario, exceptuando las zonas donde pueda evacuarse las aguas pluviales a un cauce cercano, en cuyo caso separativo.</p>	<p>· -</p>	<p>· $\Phi_{min} = 200$ mm</p> <p>· $im = 2.00\%$</p> <p>· $PF = 1.50$ m</p> <p>· Colocación de arqueta 40x40</p>	<p>· $d_{max} = 25$ m</p> <p>· Colocación en empalmes y singularidades</p>	<p>· Podrá utilizarse cualquier material sancionado por la práctica como adecuado para redes de saneamiento, siempre y cuando esté homologado por AENOR.</p> <p>· $\Phi_{min} = 400.$</p> <p>· <i>No se aceptarán tramos de funcionamiento en carga.</i></p>
Marbella	PGOU	<p>· Sistema separativo siempre que haya la posibilidad de vertido a cauce público o a red general separativa.</p> <p>· En caso contrario, se dispondrá una red unitaria con aliviaderos de agua pluviales.</p>	<p>· Se dispondrán el número de imbornales necesarios según necesidades de evacuación.</p> <p>· Estarán dotados de sifón.</p>	<p>· $\Phi_{min} = 150$ mm</p> <p>· Se dispondrán como máximo una AD para cada dos parcelas.</p>	<p>· Colocación en empalmes y singularidades</p> <p>· $d_{max} = 50$ m</p>	<p>· El ayuntamiento especificará los materiales según un Pliego de Condiciones Técnicas Generales, cumpliendo en todo caso las condiciones particulares especificadas por las Entidades Suministradoras de Servicios.</p> <p>· Se recomienda $\Phi_{min} = 300$ mm.</p>
Algeciras						
Cádiz	Reglamento de Saneamiento de A	<p>· No se prescribe en el borrador la tipología, sin embargo si se hace mención a la posibilidad de que esta exista.</p>	<p>· El número de imbornales, así como las áreas de recogida quedarán a criterio de ACASA.</p> <p>· Estarán dotados de arqueta sifón o sumidero compacto.</p>	<p>· $\Phi_{min} = 200$ mm en Gres Vitrificado, no se emplean diámetros intermedios entre 300 y 400.</p> <p>· Vertido a PZ.</p>	<p>· Se colocarán en todas las singularidades existentes, cambios de resante, sección, etc... y como norma general cada 25-30 metros.</p>	<p>· Según normativa de ACASA, no contenida en el borrador.</p>
Jáen	PGOU	<p>· En zonas exteriores al núcleo de la ciudad, en la que existan arroyos, se podrá utilizar el sistema separativo puro o admitiendo con las aguas residuales una proporción de las aguas de lluvia, de manera que el resto de estas viertan a los arroyos naturales, siempre que se cumpla una dilución de 1/6. Cuando sea posible se recogerán las aguas de lluvia en ajibbes destinados al riego de zonas verdes y calles.</p> <p>· En nuevas zonas de crecimiento, que por su extensión suponen una importante cuenca de captación de aguas de lluvia, se plantea también la incorporación de un sistema separativo.</p>	<p>· $d_{max} = 40$ m</p> <p>· Se reducirá la distancia en caso de pendiente acusada para de esta forma reducir la velocidad del agua.</p> <p>· Podrán utilizarse los imbornales tipo buzón.</p> <p>· Se colocarán codos para evitar las emanaciones de olores provenientes del alcantarillado.</p>	<p>· Disponer de arqueta sifónica.</p> <p>· Vertido debe hacerse a PZ.</p>	<p>· $d_{max} = 75$ m en colectores no visibles.</p> <p>· $d_{max} = 300$ m en colectores visibles.</p>	<p>· $\Phi_{min} = 300$</p> <p>· Materiales que deben usarse preferentemente:</p> <p>· PVC reforzado o no.</p> <p>· Poliéster reforzado con fibra de vidrio.</p> <p>· Fundición Dúctil.</p> <p>· <i>No se admitirá en ningún caso la puesta en carga de conductos.</i></p>

Parámetros Generales de diseño de Redes de Saneamiento Urbano para municipios entre 500 000 y 100 000 habitantes

G2									
Municipios	Organismo de Documento	PF (m)	SS	Im (%)	im (%)	Vm [m/s]	Vm [m/s]	HM	
Córdoba	EMACSA	1.50	<ul style="list-style-type: none"> Inferior a los demás servicios. La profundidad de la red la marcará la posibilidad de que las acometidas (ya sean domiciliares, albañales, etc...) sean siempre inferiores a los demás servicios con una distancia mínima de 0.40 m 	<ul style="list-style-type: none"> En este caso el reglamento técnico de EMACSA, no marca pendientes mínimas ni máximas, se acoge a la pendiente necesaria para satisfacer las velocidades. 	<ul style="list-style-type: none"> Sistema Unitario: - 6.00 a Qmax (Pluviales + Residuales) Sistema Separativo: - Pluviales: 6.00 a Qmax,pluv - Residuales: 3.00 a Qmax,res 	<ul style="list-style-type: none"> Sistema Unitario: - 1.00 a Qmax - 0.60 a Qmin Sistema Separativo: - Pluviales: 0.90 a Qmax,pluv - Residuales: 0.60 a Qmin,res - Se hace un apunte para aguas residuales fuertemente cargadas, en la que se hace referencia a un aumento de Vm hasta 0.9 m/s. 	75		
Granada	PGOU	2.00	<ul style="list-style-type: none"> Siempre bajo agua potable, en nueva construcción al menos 0.60 m de distancia 	3.00	0.50	3.00 a Qcal	0.60 a Qcal	-	
Jerez de la Frontera	-								
Almería	PGOU	1.50	<ul style="list-style-type: none"> Siempre 1.00 m por debajo del agua potable si es posible y en horizontal al menos 0.60 m, además de bajo los demás servicios que puedan ser afectados. 	3.00	<ul style="list-style-type: none"> Realmente la marca la velocidad el 3% es una recomendación. 	<ul style="list-style-type: none"> Viene marcada por las velocidades, en la norma se establecen una serie de valores orientativos de im según el diámetro. $\Phi [200] = 0.40$ $\Phi [250] = 0.27$ $\Phi [300] = 0.22$ $\Phi [500] = 0.11$ $\Phi [600] = 0.08$ $\Phi [700] = 0.067$ $\Phi [800] = 0.055$ $\Phi [900] = 0.050$ 	<ul style="list-style-type: none"> Red de Residuales - 2.50 - 3.00 para Cproy Red de Pluviales - 3.00 para Cproy 	<ul style="list-style-type: none"> Red de Residuales - 0.60 a Qmin, 0.30 a Qmed aunque se recomienda si es posible, 0.90. Sifones Invertidos - 1.00 Red de Pluviales - 1.00 	-
Huelva	PGOU	- 1.00 - 1.50 [para AD]	0.50 m de la generatriz más próxima al agua potable	3.00	0.50	3.00	0.60	-	
Marbella	PGOU	1.2	<ul style="list-style-type: none"> Siempre en cota inferior a la red de abastecimiento. Separación mínima entre generatrices exteriores de ambas redes será de 50 cm, según planos tangentes verticales y horizontales. 	-	0.20	<ul style="list-style-type: none"> 3.00 en régimen normal. - Si la conducción es de fibrocemento especial para saneamiento: 5.00 	0.60 en régimen normal	-	
Algeciras									
Cádiz	Borrador de Reglamento de Saneamiento de Aguas de Cádiz	-	-	Determinada por las velocidades.		3	6	50	
Jaén	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> - 1.50 para Aguas Negras. - 1.00 para Aguas Pluviales. - Profundidad máxima recomendada = 4.00 m, debiendo justificarse los excesos de este valor. 	Siempre en cota inferior a agua potable y a una distancia mínima de 0.50 m	-	1% en ramales iniciales, en los demás ramales según Vm.	<ul style="list-style-type: none"> A sección llena: - Colectores no visitables: 3.50 - Colectores visitables: 2.50 Estos valores podrán superarse en aguaceros de corta duración si el periodo de retorno adoptado es de al menos 100 años. 	0.60	-	

		G3	
Municipios	Organismo de Documento	QP	QR
Córdoba	EMACSA	<ul style="list-style-type: none"> · Fórmula Racional de la DGC. "Cálculo Hidrometeorológico de Caudales Máximos en Pequeñas Cuenclas Naturales [1987]." · Qpluviales: T=25 años, t=Tc ó 10 min. · Intensidad: Fórmula de Jaime Nadal 	<ul style="list-style-type: none"> · Qmedio [l/s] = Consumo Diario [l/día] /86400 · Qmáximo = 2.4 Qmedio · Qmínimo = 0.25 Qmáximo · Dotación general = 400 l/hab/día (Los consumos estimados según usos se encuentran en la normativa técnica de EMACSA).
Granada	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> · $Qpl=3.860 \cdot A/(L \cdot 0.603)$ [l/s] · En esta fórmula se tiene en cuenta un tiempo de concentración correspondiente a la Vmed de escurrimiento de 1.5 m/s, con T = 10 años y t = 10 min, considerando un coeficiente de escorrentía medio de 0.6 debiendo justificarse el mismo. 	<ul style="list-style-type: none"> · Qa, negras = 0.015 l/hab·s · Supone dotación de 500 l/hab·día y coeficiente de punta = 2.4. · Cind = A justificar según el tipo de industria, debiendo considerar Qpunta > 2 l/s·ha.
Jerez de la Frontera	Información disponible por Aqualia	<ul style="list-style-type: none"> · $Qpl=C \cdot I \cdot A /360$. Método Racional "Cálculo Hidrometeorológico de Caudales Máximos en Pequeñas Cuenclas Naturales [1987]." · T = 10 años; t = Tc. · Fórmula de Jaime Nadal, con lh = 40 mm/h 	<ul style="list-style-type: none"> · Residuales = Según Abastecimiento. · Si no hay datos de consumo: · Dotación media mínima = 1 l/s·ha. · Coeficiente de punta = 2.4
Almería	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> · Se considera un aguacero de duración única de 40 l/s·ha. 	<ul style="list-style-type: none"> · Residuales = Qpunta (K=2.4) de Abastecimiento, correspondiente a la población del año horizonte.
Huelva	PGOU	<p>Se podrá utilizar cualquier modelo de simulación. En su defecto, se usará el método racional. La extensión de la cuenca será la cuenca natural delimitada por la orografía, más la asociada a los colectores tributarios, 100% de lo previsto en el PGOU.</p> <p>Los periodos de retornos (T), asociados a las lluvias serán:</p> <ul style="list-style-type: none"> · Canalizaciones o Entibaciones de cursos naturales: 500 años. · Zonas urbanas con posibilidad de inundación de inmuebles: 50 años para colectores primarios y 25 años para ramales secundarios. · Zonas urbanas sin riesgo de inundación de inmuebles: 10 años para colectores primarios y 5 años para colectores secundarios. <p>Tiempo de Concentración: Serán suma del tiempo de escorrentía y el tiempo de recorrido, el tiempo de escorrentía en zonas urbanas con sumideros será de 10 min, en caso de cuencas urbanizadas: $T_e = k(LU)^{0.76}$</p> <p>Los coeficientes k, se calcularán con una tabla dada por el PGOU.</p> <p>Los tiempos de recorrido se calcularán por el método iterativo hasta llegar a una aproximación del 90%.</p> <p>Las intensidades de cálculo vienen dadas por una tabla.</p>	<p>En zonas residenciales, tendrá una dotación mínima de 500 l/hab·día, con un coeficiente de punta Kp=2.4.</p> <p>En zonas industriales, el caudal mínimo será de 2 l/s·ha, sin embargo se debe estudiar en cada caso concreto en función del tipo de industria, si este cálculo es menor que 2, se tomará este valor.</p>
Marbella	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> · Se dimensionarán considerando periodos de retorno mínimos de 10 años, que deberán aumentarse a 25 años si por la localización son previsibles serios daños por avenidas. 	<ul style="list-style-type: none"> · Se calculará en función del caudal de abastecimiento, exceptuando el correspondiente al riego de zonas verdes, repartiendo el consumo en 10 horas. · Dado que se permite la colocación de cámaras de descarga, se considerarán el dimensionamiento el caudal proporcionado por esta [Qmin = 20 l/s], estas cámaras habrán de colocarse en los ramales cuya pendiente sea menor que el 0.2 %.
Algeciras			
Cádiz	Borrador de Reglamento de Saneamiento de Aguas de Cádiz	<ul style="list-style-type: none"> · No da unos valores de cálculo, solo hace mención al cálculo diciendo que en zonas de alcantarillado unitario, el caudal de pluviales de cálculo correspondiente a una parcela, será el recogido por un tiempo de concentración de 3 minutos así como un periodo de retorno de 10 años, pero solo para AD. 	
Jaén	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> · Se aplicará el Método Racional Modificado, aunque podrán utilizarse otros métodos sancionados por la práctica y previa autorización del Ayuntamiento de Jaén. · T se establecerá normativamente y en ningún caso podrá ser inferior a 100 años en emisarios, a 50 años en colectores de cabecera y a 25 años en colectores en zonas de expansión. · Tconc,min = 10 min. · Los coeficientes de escorrentía deberán quedar completamente justificados. 	<ul style="list-style-type: none"> · Caudal total doméstico, industrial o comercial marcado las ordenanzas del Excmo. Ayto. de Jaén

G4																					
Municipios	Organismo de Documento	CT	RL	CC	CZ	AZ															
Córdoba	EMACSA	<ul style="list-style-type: none"> Tubería con Materiales Plásticos: <ul style="list-style-type: none"> 10 cm Arena Gruesa Tubería Hormigón Material Granular o Hormigón 0.08 m en Suelos 0.12 m en Roca *Si suelo es inestable disponer 15 cm de Zahorra Compactada 	<ul style="list-style-type: none"> Se divide en 2 zonas. <ul style="list-style-type: none"> Zona 1: 0.30 + DE Zona 2: Hasta llegar a cota de terreno, vial o acerado [Tiene Mínimos]. Tubería con Materiales Plásticos: <ul style="list-style-type: none"> Zona 1 = Arena Gruesa o ZA-25 Zona 2 = Zahorra (min = 0.50 m sin Tráfico - 0.30 m con tráfico) Tubería Hormigón: <ul style="list-style-type: none"> La composición de la Zona 1 dependerá del factor de apoyo [F_A] que se adopte. <ul style="list-style-type: none"> E_A[1,5] = 0.072 DE de Material Granular u Hormigón y el Resto de Suelo Seleccionado E_A[1,7] = 0.25 DE de Material Granular u Hormigón y el Resto de Suelo Seleccionado E_A[1,9] = 0.50 DE de Material Granular u Hormigón y el Resto de Suelo Seleccionado E_A[2,1] = 1.00 DE de Material Granular u Hormigón y el Resto de Suelo Seleccionado Zona 2: Zahorra (min: 0.7 m Bajo Calzada - 0.3 m Bajo Acerado) 	<ul style="list-style-type: none"> Tubería con Materiales Plásticos: <ul style="list-style-type: none"> CT y RL: 100% del PN Tubería de Hormigón: <ul style="list-style-type: none"> CT y RL: 100% del PN 	<ul style="list-style-type: none"> Reposición del pavimento sobre relleno, ya sea acerado o calzada. 	DE + 0.50 [m]															
Granada	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> En terrenos normales y roca: Arena de Río. <ul style="list-style-type: none"> emin = 0.10 m 	<ul style="list-style-type: none"> Zona 1: DE + 0.10 [m] <ul style="list-style-type: none"> Arena Zona 2: Hasta coronación. <ul style="list-style-type: none"> Material Granular Seleccionado con D_{max} arido = 50 mm Colocación en tongadas de 20 cm 	<ul style="list-style-type: none"> 95 % de Próctor Modificado mediante métodos mecánicos o manuales. 	-	DE + 0.50 [m]															
Jerez de la Frontera	-	-	-	-	-	-															
Almería	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> Material: Arena Fina con D_{max} = 2.00 cm sin gravas. <ul style="list-style-type: none"> emin = 0.15 m 	<ul style="list-style-type: none"> Arena Fina con D_{max}=2.00 cm. <ul style="list-style-type: none"> Se rellenará desde el fin de la cama de la tubería, hasta 0.30 m por encima de la generatriz superior de la tubería [en la normativa se contradice, ya que primero adopta 0.15 y luego 0.30, por lo que nos quedamos con el dato más conservador]. 	<ul style="list-style-type: none"> Se compactará inmediatamente después de colocar el relleno, no da valores, ajustarse a la NTE ADZ y la NTE ADG, así como el PPTG para tuberías de Saneamiento de Poblaciones del M.O.P.U 	<ul style="list-style-type: none"> Reposición del pavimento existente 	<table border="1"> <thead> <tr> <th>DN</th> <th>Con entubación</th> <th>Sin entubación</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>≥ 200 / ≤ 350</td> <td>Ø = OD + 0.40 m</td> <td>Ø = ØP + 0.40"</td> </tr> <tr> <td>≥ 350 / ≤ 700</td> <td>Ø = OD + 0.70 m</td> <td>Ø = OD + 0.70"</td> </tr> <tr> <td>≥ 700 / ≤ 1200</td> <td>Ø = OD + 0.85 m</td> <td>Ø = OD + 0.85"</td> </tr> <tr> <td>≥ 1200</td> <td>Ø = OD + 1.00 m</td> <td>Ø = OD + 1.00"</td> </tr> </tbody> </table>	DN	Con entubación	Sin entubación	≥ 200 / ≤ 350	Ø = OD + 0.40 m	Ø = ØP + 0.40"	≥ 350 / ≤ 700	Ø = OD + 0.70 m	Ø = OD + 0.70"	≥ 700 / ≤ 1200	Ø = OD + 0.85 m	Ø = OD + 0.85"	≥ 1200	Ø = OD + 1.00 m	Ø = OD + 1.00"
DN	Con entubación	Sin entubación																			
≥ 200 / ≤ 350	Ø = OD + 0.40 m	Ø = ØP + 0.40"																			
≥ 350 / ≤ 700	Ø = OD + 0.70 m	Ø = OD + 0.70"																			
≥ 700 / ≤ 1200	Ø = OD + 0.85 m	Ø = OD + 0.85"																			
≥ 1200	Ø = OD + 1.00 m	Ø = OD + 1.00"																			
Huelva	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> En terrenos normales y sobre roca: Arena de Río <ul style="list-style-type: none"> emin = 0.10 m 	<ul style="list-style-type: none"> Desde CT hasta DE + 0.10 [m], se rellenará de arena, en lo siguiente y hasta la cota de cierre de zanja de material granular seleccionado con D_{max} = 5.00 cm 	<ul style="list-style-type: none"> 95% del ensayo Próctor Modificado 	-	DE + 0.50 [m]															
Marbella	PGOU	-	-	-	-	-															
Algeciras	-	-	-	-	-	-															
Cádiz	Borrador de Reglamento de Saneamiento de Aguas de Cádiz	No se hace mención a los aspectos constructivos en el borrador.																			
Jaén	PGOU	<ul style="list-style-type: none"> En terrenos estables: Gravilla, arena o zahorra. <ul style="list-style-type: none"> emin = 0.15 m En terrenos inestables: Colocar bajo capa de gravilla, arena o zahorra una capa de hormigón pobre HM-15. <ul style="list-style-type: none"> emin = 0.15 m 	<ul style="list-style-type: none"> Zona 1: DE + 0.40 [m] desde CT. <ul style="list-style-type: none"> Suelos adecuados o seleccionados con D_{max} = 20 [mm]. Zona 2: Hasta cierre <ul style="list-style-type: none"> Suelos tolerables, adecuados o seleccionados. 	<ul style="list-style-type: none"> Zona 1: 95% del Próctor Normal Zona 2: 98% del Próctor Normal 	-	<ul style="list-style-type: none"> Φ ≤ 500 [mm] - DE + 1.00 [m] Φ > 500 [mm] - DE + 1.50 [m] 															

G1						
Municipios	Organismo de Documento	TR	IM	AD	PZ	MC
El Puerto de Santa María	Aguas de El Puerto, Empresa Municipal S.A. (APEMSA)	<ul style="list-style-type: none"> Se pueden utilizar red unitaria y separativa, se recomienda red unitaria ya que es la dispuesta en el municipio. En las zonas con colectores exclusivos de pluviales, se colocará red separativa, así como en casos justificados. 	<ul style="list-style-type: none"> Buscarán la rápida evacuación de aguas pluviales. Ángulo de entronque con la red de entre 45°-90°. im(%) = 1.00 	<ul style="list-style-type: none"> Una acometida por edificio, y siempre a pozo de registro. Estará compuesta por una arqueta registrable. Ángulo de entronque con la red de entre 45°-90°. im(%) = 1.00 Φmin=250 mm 	<ul style="list-style-type: none"> Se colocarán en singularidades de la red. dmax = 50 m En secciones de Φ≤600mm dmax = 35 m. En secciones de Φ≤600mm y c/4 pozos el PZ deberá estar dotado de arenero. 	<ul style="list-style-type: none"> Hormigón en Masa: Φmin=400 - Φmax=600 Hormigón Armado: Φmin=400 - Φmax=2500 PEAD: Φmin=315 - Φmax=1200 PVC Corrugado: Φmin=250 - Φmax=1000
Consorcio de Aguas del Huesna	Consorcio de Aguas del Huesna	<ul style="list-style-type: none"> Serán de tipo unitario salvo aprobación del Consorcio. El Consorcio establecerá en cada caso los criterios para la construcción de redes separativas simples en aquellos municipios que sean factibles por su reducido tamaño o condiciones orográficas. 	<ul style="list-style-type: none"> PVC o Polietileno estructurado. Φmin = 200 mm Acometida a PZ, y con sifón para retención de olores. im = 2.00 % dmax = 30 m 	<ul style="list-style-type: none"> PVC o Polietileno estructurado. Φmin = 160 mm Lmax albañal = 20 m, siempre en línea recta. im = 2.00 % A PZ si es posible. En el caso de unifamiliares es posible unir varias acometidas en una arqueta general. 	<ul style="list-style-type: none"> Serán de Hormigón "in situ". Para utilizar prefabricados, deberán ser aprobados por el Consorcio. Se colocarán en puntos singulares. dmax = 50 m En el caso de que los colectores superen Φ≥1000 mm, se colocarán arquetones de registro. 	<ul style="list-style-type: none"> PVC: Φmin=160 - Φmax=500 Hormigón en Masa: Φmin=300 - Φmax=500 Hormigón Armado: Φmin=600 - Φmax=2500 Polietileno Estructurado Corrugado: Φmin=160 - Φmax=2500 Fundición Dúctil: Φmin=200 - Φmax=2500 PVC Estructurado: Φmin=160 - Φmax=500 Φmin=300; Φmax=2500 (Para Colectores) Las secciones deben ser circulares no se admiten ovooides ni otras figuras similares.

Parámetros Generales de diseño de Redes de Saneamiento Urbano para municipios entre 100 000 y 50 000 habitantes en Andalucía

G2								
Municipios	Organismo de Documento	PF (m)	SS	Im (%)	im (%)	VM [m/s]	Vm [m/s]	HM
El Puerto de Santa María	Aguas de El Puerto, Empresa Municipal S.A. (APEMSA)	1.00	A cota inferior siempre que todos los demás servicios potencialmente afectados, agua, gas, teléfono, electricidad...	s/VM	No se recomienda menores de 0.50, y no se permite valores por debajo de 0.20	<ul style="list-style-type: none"> - Pluviales: - Qd = 4.00 - Residuales: - Qr = 3.00 - Unitaria: - Qd = 4.00 	<ul style="list-style-type: none"> - Pluviales: - $O_{despl10}=0.60$ - $O_{despl100}=0.30$ - Residuales: - Qr = 0.60 - Unitaria: - $O_{despl10}=0.60$ - $O_{despl100}=0.30$ - Qr = 0.60 	A sección llena, y se usa el diametro comercial siguiente al calculado por el Qdis.
Consortio de Aguas del Huesna	Consortio de Aguas del Huesna	1.00	Separación minima entre la red de saneamiento y los demás servicios será de 1.50 m en proyección horizontal y 1.00 m en proyección vertical	-	-	<ul style="list-style-type: none"> - Pluviales: - Qp = 4.00 - Residuales: - Qp = 3.00 - Unitaria: - Para Cp: - PVC: 5.00 - Hormigón o Fundición: 4.00 	<ul style="list-style-type: none"> - Pluviales: - Qp = 0.60 - 1% de Qp = 0.40 - Residuales: - Qp = 0.60 - 1% de Qp = 0.40 - Unitaria: - Para Cp: - PVC: 0.60 - Hormigón o Fundición: 0.90 - 1% de Qp = 0.40 	75%

Parámetros Generales de diseño de Redes de Saneamiento Urbano para municipios entre 100 000 y 50 000 habitantes en Andalucía

		G3	
Municipios	Organismo de Documento	OP	QR
El Puerto de Santa María	Aguas de El Puerto, Empresa Municipal S.A. (APEMSA)	<p>Se utilizará el Método Racional Modificado.</p> <p>Los periodos de retorno asociados a las lluvias de proyecto serán de 25 años para colectores generales y 10 años redes parciales.</p> <p>El tiempo de concentración vendrá dado por: $t_c = (1.2/60) \cdot L^{0.7}$, siendo L el valor mayor entre 300 o el tiempo de escorrentía de la cuenca vertiente.</p>	<p>Se calculará según la siguiente fórmula: $QR = N \cdot Dd \cdot 86400 \cdot K_{p,dom} \cdot C_r + S_r \cdot Di \cdot K_{p,ind}$ Siendo: - N = Nº de Habitantes (ratio de Nº de Habitantes/viv = 4,00) - Dd = Dotación de agua doméstica: Zona Vivienda: 250 l/hab-día Zona Residencial: 300 l/hab-día Zona Equipamiento: 50-70 l/hab-día - Di = Dotación de agua industrial: 0.70-0.50 l/s-Ha - $K_{p,dom} = 2.50$ - $K_{p,ind} = 2.00$ - $C_r = 0.80$</p>
Consorcio de Aguas del Huesna	Consorcio de Aguas del Huesna	<p>Se utilizará para el cálculo de caudales la fórmula de Burkli-Ziegler: $Q_{av} = 3.90 \cdot S \cdot I_h \cdot e \cdot (I/S)^{14}$ Siendo S, la superficie, I_h la intensidad horaria, e, el coeficiente de escorrentía e I la pendiente media en la cuenca vertiente.</p> <p>Para el cálculo de la intensidad horaria, se utiliza la fórmula de Jaime Nadal: $I_h = P \cdot 1440^{0.55} / 24 \cdot 9.25 - P \cdot 0.246$ fórmula empírica, contrastada en la Provincia de Sevilla. P = 170 mm</p>	<p>Dotación = 330 l/hab-día Coeficiente Corrector = 2.40 Q_n (Caudal Nominal de Cálculo) = 2.40 · Q_{med}</p>

Parámetros Generales de diseño de Redes de Saneamiento Urbano para municipios entre 100 000 y 50 000 habitantes en Andalucía

		G4				
Municipios	Organismo de Documento	CT	RL	CC	CZ	AZ
El Puerto de Santa María	Aguas de El Puerto, Empresa Municipal S.A. (APEMSA)	<ul style="list-style-type: none"> · Mediante Hormigón Pobre o Material Granular (zahorra, arena o similar). · Si es material granular $D_{max} = 20$ mm, con al menos 10% de finos. <ul style="list-style-type: none"> - $e_{min} = 0.10$ m · En terrenos de llenos o inestable, se procederá a l hormigonado con hormigón en masa HM-15 hasta los riñones (120°). 	<ul style="list-style-type: none"> · Se rellenará de suelo seleccionado si es posible. · En tuberías de PVC o polietileno se rellenará hasta 30 cm por encima de la generatriz superior del tubo con material granular. · La consideración mínima del suelo usado para el relleno es la clasificación de suelo tolerable. 	<p>95 % del Próctor Normal, en últimos 30 cm 100% del Próctor Normal.</p> <p>En caso de que no se pueda compactar adecuadamente, se exigirá el hormigonado de los tubos hasta los riñones con HM-15.</p>	-	<p>$B > 0.70$ m</p> <p>Se debe dejar un espacio mínimo de 0.20 m a cada lado de la tubería.</p>
Consortio de Aguas del Huesna	Consortio de Aguas del Huesna	<ul style="list-style-type: none"> · Da instrucciones para las tuberías de PVC. <ul style="list-style-type: none"> - $e_{min} = 0.10$ m - Arena no plástica 	<ul style="list-style-type: none"> · Da instrucciones para las tuberías de PVC. Hasta clave de tubería: Arena no plástica. Hasta 30 cm sobre clave: Según PPTP 	Según PPTP	-	DE + 0.50 [m]

Parámetros Generales de diseño de Redes de Saneamiento Urbano para municipios de menos de 50 000 habitantes en Andalucía

		G1				
Municipios	Organismo del Documento	TR	IM	AD	PZ	MC
Ecija	Consortio de Abastecimiento y Saneamiento de Aguas. "Plan Ecija"	<ul style="list-style-type: none"> Serán de tipo unitario salvo aprobación del Consorcio. El Consorcio establecerá en cada caso los criterios para la construcción de redes separativas simples en aquellos municipios que sean factibles por su reducido tamaño o condiciones orográficas. 	<ul style="list-style-type: none"> PVC o Polietileno estructurado. $\Phi_{min} = 200 \text{ mm}$ Acometida a PZ, y con sifón para retención de olores. $i_m = 2,00 \%$ $d_{max} = 30 \text{ m}$ 	<ul style="list-style-type: none"> PVC o Polietileno estructurado. $\Phi_{min} = 160 \text{ mm}$ $\Phi_{min,ind} = 200 \text{ mm}$ L_{max} albañal = 20 m, siempre en línea recta. $i_m = 2,00 \%$ A PZ si es posible. En el caso de unifamiliares es posible unir varias acometidas en una arqueta general. 	<ul style="list-style-type: none"> Serán de Hormigón "in situ". Para utilizar prefabricados, deberán ser aprobados por el Consorcio. Se colocarán en puntos singulares. $d_{max} = 50 \text{ m}$ En el caso de que los colectores superen $\Phi \geq 1000 \text{ mm}$, se colocarán arquetones de registro. 	<ul style="list-style-type: none"> PVC: $\Phi_{min}=160 - \Phi_{max}=500$ Hormigón en Masa: $\Phi_{min}=300 - \Phi_{max}=500$ Hormigón Armado: $\Phi_{min}=600 - \Phi_{max}=2500$ Polietileno Estructurado Corrugado: $\Phi_{min}=160 - \Phi_{max}=2500$ Fundición Dúctil: $\Phi_{min}=200 - \Phi_{max}=2500$ PVC Estructurado: $\Phi_{min}=160 - \Phi_{max}=500$ $\Phi_{min}=300; \Phi_{max}=2500$ (Para Colectores) Las secciones deben ser circulares no se admiten ovooides ni otras figuras similares.
Salobreña	Mancomunidad de Municipios de la Costa Tropical de Granada	<ul style="list-style-type: none"> Serán de tipo separativo, en zonas contiguas a rambles o ríos. 	<ul style="list-style-type: none"> $\Phi_{min} = 200 - 250 \text{ mm}$ Con salida de aguas directa, hace de ventilación a la red. 	<ul style="list-style-type: none"> $\Phi_{min} = 200 \text{ mm}$, excepto para hormigón que será 400. Si la longitud $L > 15 \text{ m}$, $\Phi_{min} = 250 \text{ mm}$. Si la longitud $L > 25 \text{ m}$, habrá que colocar PZ a esa distancia mínima. 	<ul style="list-style-type: none"> Se colocarán en puntos singulares de la red. $d_{max} = 25 \text{ m}$ *Podrán aumentarse a 40 m previa justificación. $\Phi_{min} = 1200 \text{ mm}$. Serán de ladrillo o de hormigón en masa. 	<ul style="list-style-type: none"> Hormigón (armado, en masa o pretensado). Gres (Solo en instalaciones especiales). Policloruro de Vinilo. Políéster reforzado con fibra de vidrio. Fundición dúctil. $\Phi_{min} = 400 \text{ mm}$ para la Red Principal. $\Phi_{min} = 300 \text{ mm}$ para colectores.

Parámetros Generales de diseño de Redes de Saneamiento Urbano para municipios de menos de 50 000 habitantes en Andalucía

		G2						
Municipios	Organismo del Documento	PF (m)	SS	Im (%)	im (%)	VM [m/s]	Vm [m/s]	HM
Écija	Consorcio de Abastecimiento y Saneamiento de Aguas. "Plan Écija"	1.00	Separación mínima entre la red de saneamiento y los demás servicios será de 1.50 m en proyección horizontal y 1.00 m en proyección vertical	-	-	<ul style="list-style-type: none"> - Pluviales: - Qp = 4.00 - Residuales: - Qp = 3.00 - Unitaria: - Para Qp: PVC; 5.00 Hormigón o Fundición: 4.00 	<ul style="list-style-type: none"> - Pluviales: - Qp = 0.60 - 1% de Qp = 0.40 - Residuales: - Qp = 0.60 - 1% de Qp = 0.40 - Unitaria: - Para Qp: PVC; 0.60 Hormigón o Fundición: 0.90 - 1% de Qp = 0.40 	75%
Salobreña	Mancomunidad de Municipios de la Costa Tropical de Granada	1.50	<ul style="list-style-type: none"> - Abastecimiento: S.H: 0.60 - S.V: 0.50 - Gas: S.H: 0.50 - S.V: 0.50 - Electricidad-Alta: S.H: 0.30 - S.V: 0.20 - Electricidad-Baja: S.H: 0.20 - S.V: 0.20 - Telefonía: S.H: 0.20 - S.V: 0.20 	-	<ul style="list-style-type: none"> - $\Phi = 200 - 0.35$ - $\Phi = 300 - 0.20$ - $\Phi = 400 - 0.14$ - $\Phi = 500 - 0.10$ - $\Phi = 600 - 0.08$ - $\Phi = 700 - 0.07$ - $\Phi = 800 - 0.06$ - $\Phi = (1000/2000) - 0.05$ 	5.00	<ul style="list-style-type: none"> - En cabeceera: - 0.70 - En otros conductos: - 0.60 	

		G3	
Municipios	Organismo del Documento	QP	QR
Écija	Consortio de Abastecimiento y Saneamiento de Aguas. "Plan Écija"	<p>Se utilizará para el cálculo de caudales la fórmula de Bürkli-Ziegler: $Q_{av} = 3.90 \cdot S \cdot I_h \cdot e \cdot (I/S)^{0.4}$</p> <p>Siendo S, la superficie, I_h la intensidad horaria, e, el coeficiente de escorrentía e I la pendiente media en la cuenca vertiente.</p> <p>Para el cálculo de la intensidad horaria, se utiliza la fórmula de Jaime Nadal: $I_h = P \cdot 1440^{0.25} / 24 \cdot 9.25 - P \cdot 0.246$ fórmula empírica, contrastada en la Provincia de Sevilla.</p> <p>P = 170 mm</p>	<p>- Dotación = 330 l/hab-día</p> <p>- Coeficiente Corrector = 2.40</p> <p>- Qn (Caudal Nominal de Cálculo) = 2.40 · Qmed</p>
Salobreña	Mancunidad de Municipios de la Costa Tropical de Granada	<p>- L < 200 m - $Q_{sp} = 3.86 \cdot A/L^{0.663}$ ó $Q_{sp} = 0.04 \cdot P_{10} \cdot A^{3/4} \cdot \log T$</p> <p>- 200 < L < 1000 - Fórmula Racional: $Q = (CIA/3.6) \cdot k$</p> <p>- L > 1000 - desarrolla una metodología en la que incluye el retardo.</p>	<p>- Zonas No Consolidada Urbanísticamente:</p> <p>$Q_m = D \cdot N/86400$</p> <p>$k_p = (5/P)^{0.2}$</p> <p>$Q_{min} = (D \cdot N - 0.2 \cdot Q_{max}) / 79200$</p> <p>- Zonas Consolidadas Urbanísticamente:</p> <p>Dado que habitualmente serán remodelaciones de redes, se contará con consumos reales.</p>

Parámetros Generales de diseño de Redes de Saneamiento Urbano para municipios de menos de 50 000 habitantes en Andalucía

		G4																																																
Municipios	Organismo del Documento	CT	RL	CC	CZ	AZ																																												
Ecija	Consortio de Abastecimiento y Saneamiento de Aguas. "Plan Ecija"	- Depende del diámetro de la tubería: - DN < 600 : e=0,10 - DN < 1000 : e=0,15 - DN < 2400 : e=0,20 - DN > 2400 : e=0,25 - Material: - Hormigón en Masa HM-15 - Arena Compactada por Inundación.	- Zona 1: Desde CT hasta DE+0,30. Arena Compactada por Inundación o Hormigón HM-15. - Zona 2: Resto. Suelo Adecuado.	- Zona 2: 95% del PN.	Reposicion del Pavimento existente	DE + 0,30 en caso de que en zona 1 se use el hormigón en masa, en caso contrario acudir a tabla proporcionada por el Consorcio.																																												
Salobreña	Mancomunidad de Municipios de la Costa Tropical de Granada	Según NTE-ADZ y la NTE-ADG. Según Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para tuberías de Saneamiento de Poblaciones del M.O.P.U.	Según NTE-ADZ y la NTE-ADG. Según Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para tuberías de Saneamiento de Poblaciones del M.O.P.U.	Según NTE-ADZ y la NTE-ADG. Según Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para tuberías de Saneamiento de Poblaciones del M.O.P.U.	Según NTE-ADZ y la NTE-ADG. Según Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para tuberías de Saneamiento de Poblaciones del M.O.P.U.	<table border="1"> <thead> <tr> <th>DN</th> <th>0,00000000</th> <th>0,00000000</th> <th>0,00000000</th> </tr> <tr> <th>€</th> <th>€</th> <th>€</th> <th>€</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>100</td> <td>1.000,00</td> <td>1.000,00</td> <td>1.000,00</td> </tr> <tr> <td>150</td> <td>1.500,00</td> <td>1.500,00</td> <td>1.500,00</td> </tr> <tr> <td>200</td> <td>2.000,00</td> <td>2.000,00</td> <td>2.000,00</td> </tr> <tr> <td>250</td> <td>2.500,00</td> <td>2.500,00</td> <td>2.500,00</td> </tr> <tr> <td>300</td> <td>3.000,00</td> <td>3.000,00</td> <td>3.000,00</td> </tr> <tr> <td>350</td> <td>3.500,00</td> <td>3.500,00</td> <td>3.500,00</td> </tr> <tr> <td>400</td> <td>4.000,00</td> <td>4.000,00</td> <td>4.000,00</td> </tr> <tr> <td>450</td> <td>4.500,00</td> <td>4.500,00</td> <td>4.500,00</td> </tr> <tr> <td>500</td> <td>5.000,00</td> <td>5.000,00</td> <td>5.000,00</td> </tr> </tbody> </table>	DN	0,00000000	0,00000000	0,00000000	€	€	€	€	100	1.000,00	1.000,00	1.000,00	150	1.500,00	1.500,00	1.500,00	200	2.000,00	2.000,00	2.000,00	250	2.500,00	2.500,00	2.500,00	300	3.000,00	3.000,00	3.000,00	350	3.500,00	3.500,00	3.500,00	400	4.000,00	4.000,00	4.000,00	450	4.500,00	4.500,00	4.500,00	500	5.000,00	5.000,00	5.000,00
DN	0,00000000	0,00000000	0,00000000																																															
€	€	€	€																																															
100	1.000,00	1.000,00	1.000,00																																															
150	1.500,00	1.500,00	1.500,00																																															
200	2.000,00	2.000,00	2.000,00																																															
250	2.500,00	2.500,00	2.500,00																																															
300	3.000,00	3.000,00	3.000,00																																															
350	3.500,00	3.500,00	3.500,00																																															
400	4.000,00	4.000,00	4.000,00																																															
450	4.500,00	4.500,00	4.500,00																																															
500	5.000,00	5.000,00	5.000,00																																															

11.3 RESULTADOS DEL MUNICIPIO DE ALDEIRE

A continuación se presentan los resultados del análisis hidráulico con las herramientas informáticas seleccionadas.

ANEXO III. RESULTADOS ALDEIRE

1 CYPE



Listado general de la instalación

1. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE SANEAMIENTO

- Título: Aldeire_ASCE

La velocidad de la instalación deberá quedar por encima del mínimo establecido, para evitar sedimentación, incrustaciones y estancamiento, y por debajo del máximo, para que no se produzca erosión.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

Los materiales utilizados para esta instalación son:

A 4000 TUBO HM - Coeficiente de Manning: 0.01300

Descripción	Geometría	Dimensión	Diámetros mm
DN400	Circular	Diámetro	396.0
DN500	Circular	Diámetro	495.0
DN600	Circular	Diámetro	594.0

El diámetro a utilizar se calculará de forma que la velocidad en la conducción no exceda la velocidad máxima y supere la velocidad mínima establecidas para el cálculo.

3. DESCRIPCIÓN DE TERRENOS

Las características de los terrenos a excavar se detallan a continuación.

Descripción	Lecho cm	Relleno cm	Ancho mínimo cm	Distancia lateral cm	Talud
Terrenos sueltos	20	20	70	25	2/1

4. FORMULACIÓN

Para el cálculo de conducciones de saneamiento, se emplea la fórmula de Manning - Strickler.

$$Q = \frac{A \cdot Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

$$v = \frac{Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

donde:

- Q es el caudal en m³/s
- v es la velocidad del fluido en m/s
- A es la sección de la lámina de fluido (m²).
- Rh es el radio hidráulico de la lámina de fluido (m).
- So es la pendiente de la solera del canal (desnivel por longitud de conducción).
- n es el coeficiente de Manning.



5. COMBINACIONES

A continuación se detallan las hipótesis utilizadas en los aportes, y las combinaciones que se han realizado ponderando los valores consignados para cada hipótesis.

Combinación	Hipótesis Fecales	Hipótesis Pluviales
Fecales	1.00	0.00
Fecales+Pluviales	1.00	1.00

6. RESULTADOS

6.1 Listado de nudos

Combinación: Fecales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS2	385.01	2.02	1.34	
PS3	385.26	2.08	1.34	
PS4	385.56	2.40	1.18	
PS5	386.02	2.70	1.10	
PS6	386.16	2.50	1.12	
PS7	386.50	2.70	1.16	
PS8	386.93	2.60	0.76	
PS9	387.06	2.60	0.85	
PS10	387.22	2.20	0.74	
PS11	387.21	2.50	0.57	
SM2	384.89	1.93	10.16	

Combinación: Fecales+Pluviales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS2	385.01	2.02	53.21	
PS3	385.26	2.08	47.85	
PS4	385.56	2.40	42.39	
PS5	386.02	2.70	39.62	
PS6	386.16	2.50	40.30	
PS7	386.50	2.70	40.71	
PS8	386.93	2.60	26.60	
PS9	387.06	2.60	29.92	
PS10	387.22	2.20	26.11	
PS11	387.21	2.50	20.47	
SM2	384.89	1.93	367.18	



Listado general de la instalación

6.2 Listado de tramos

Valores negativos en caudal o velocidad indican que el sentido de circulación es de nudo final a nudo de inicio.

Combinación: Fecales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	-8.82	59.39	-0.61	Vel.máx.
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	10.16	63.53	0.64	
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	-7.48	54.91	-0.58	
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	-6.30	53.15	-0.57	
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	-5.20	48.50	-0.53	
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	-4.08	43.23	-0.50	
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	-2.92	37.48	-0.49	
PS8	PS9	20.12	DN400	0.70	-2.16	31.32	-0.48	Vel.mín.
PS9	PS10	21.09	DN400	1.20	-1.31	21.80	-0.49	
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	-0.57	12.34	-0.50	

Combinación: Fecales+Pluviales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	-313.97	381.26	-1.67	Vel.máx.
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	367.18	427.98	1.72	
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	-266.12	341.82	-1.61	
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	-223.73	354.08	-1.52	
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	-184.11	307.57	-1.47	
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	-143.81	262.92	-1.38	
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	-103.10	234.06	-1.36	
PS8	PS9	20.12	DN400	0.70	-76.50	186.46	-1.34	Vel.mín.
PS9	PS10	21.09	DN400	1.20	-46.58	123.09	-1.43	
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	-20.47	67.19	-1.48	

7. ENVOLVENTE

Se indican los máximos de los valores absolutos.

Envolvente de máximos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	313.97	381.26	1.67
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	367.18	427.98	1.72
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	266.12	341.82	1.61
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	223.73	354.08	1.52
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	184.11	307.57	1.47
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	143.81	262.92	1.38
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	103.10	234.06	1.36
PS8	PS9	20.12	DN400	0.70	76.50	186.46	1.34
PS9	PS10	21.09	DN400	1.20	46.58	123.09	1.43
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	20.47	67.19	1.48



Se indican los mínimos de los valores absolutos.

Envolvente de mínimos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	8.82	59.39	0.61
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	10.16	63.53	0.64
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	7.48	54.91	0.58
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	6.30	53.15	0.57
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	5.20	48.50	0.53
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	4.08	43.23	0.50
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	2.92	37.48	0.49
PS8	PS9	20.12	DN400	0.70	2.16	31.32	0.48
PS9	PS10	21.09	DN400	1.20	1.31	21.80	0.49
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	0.57	12.34	0.50

8. MEDICIÓN

A continuación se detallan las longitudes totales de los materiales utilizados en la instalación.

A 4000 TUBO HM

Descripción	Longitud m
DN400	87.27
DN500	49.28
DN600	32.58

9. MEDICIÓN EXCAVACIÓN

Los volúmenes de tierra removidos para la ejecución de la obra son:

Descripción	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³
Terrenos sueltos	1781.93	366.87	1385.81
Total	1781.93	366.87	1385.81

Volumen de tierras por tramos

Inicio	Final	Terreno Inicio m	Terreno Final m	Longitud m	Prof. Inicio m	Prof. Final m	Ancho fondo cm	Talud	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³	Superficie pavimento m ²
PS2	PS3	384.81	385.06	13.73	1.90	2.08	110.00	2/1	138.46	38.34	96.32	124.22
PS2	SM2	384.81	384.69	5.08	2.02	1.93	110.00	2/1	50.68	14.19	35.09	45.72
PS3	PS4	385.06	385.36	13.77	1.90	2.13	110.00	2/1	141.98	38.44	99.73	125.91
PS4	PS5	385.36	385.82	13.76	1.90	2.29	100.00	2/1	149.47	31.70	115.12	128.84
PS5	PS6	385.82	385.96	13.77	1.95	2.02	100.00	2/1	136.04	31.72	101.67	123.17
PS6	PS7	385.96	386.30	21.76	1.90	2.13	100.00	2/1	220.01	50.14	165.69	196.80
PS7	PS8	386.30	386.73	22.77	2.02	2.31	90.00	2/1	257.89	42.35	212.73	217.54
PS8	PS9	386.73	386.86	20.12	2.31	2.30	90.00	2/1	255.63	37.43	215.72	203.65
PS9	PS10	386.86	387.02	21.09	2.21	2.12	90.00	2/1	239.28	39.24	197.44	201.81
PS10	PS11	387.02	387.01	23.29	2.12	1.51	90.00	2/1	192.49	43.32	146.31	189.81



Listado general de la instalación

Aldeire_ASCE

Fecha: 29/11/18

Número de pozos por profundidades

Profundidad m	Número de pozos
1.93	1
2.08	1
2.40	1
2.70	2
2.50	2
2.60	2
2.20	1
2.02	1
Total	11



Listado general de la instalación

1. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE SANEAMIENTO

- Título: Aldeire_CISII

La velocidad de la instalación deberá quedar por encima del mínimo establecido, para evitar sedimentación, incrustaciones y estancamiento, y por debajo del máximo, para que no se produzca erosión.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

Los materiales utilizados para esta instalación son:

A 4000 TUBO HM - Coeficiente de Manning: 0.01300

Descripción	Geometría	Dimensión	Diámetros mm
DN400	Circular	Diámetro	396.0
DN500	Circular	Diámetro	495.0
DN600	Circular	Diámetro	594.0

El diámetro a utilizar se calculará de forma que la velocidad en la conducción no exceda la velocidad máxima y supere la velocidad mínima establecidas para el cálculo.

3. DESCRIPCIÓN DE TERRENOS

Las características de los terrenos a excavar se detallan a continuación.

Descripción	Lecho cm	Relleno cm	Ancho mínimo cm	Distancia lateral cm	Talud
Terrenos sueltos	20	20	70	25	2/1

4. FORMULACIÓN

Para el cálculo de conducciones de saneamiento, se emplea la fórmula de Manning - Strickler.

$$Q = \frac{A \cdot Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

$$v = \frac{Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

donde:

- Q es el caudal en m³/s
- v es la velocidad del fluido en m/s
- A es la sección de la lámina de fluido (m²).
- Rh es el radio hidráulico de la lámina de fluido (m).
- So es la pendiente de la solera del canal (desnivel por longitud de conducción).
- n es el coeficiente de Manning.



5. COMBINACIONES

A continuación se detallan las hipótesis utilizadas en los aportes, y las combinaciones que se han realizado ponderando los valores consignados para cada hipótesis.

Combinación	Hipótesis Fecales	Hipótesis Pluviales
Fecales	1.00	0.00
Fecales+Pluviales	1.00	1.00

6. RESULTADOS

6.1 Listado de nudos

Combinación: Fecales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS2	385.01	2.02	1.01	
PS3	385.26	2.08	1.01	
PS4	385.56	2.40	0.88	
PS5	386.02	2.70	0.82	
PS6	386.16	2.50	0.83	
PS7	386.50	2.70	0.86	
PS8	386.93	2.60	0.55	
PS9	387.06	2.60	0.62	
PS10	387.22	2.20	0.53	
PS11	387.21	2.50	0.40	
SM2	384.89	1.93	7.51	

Combinación: Fecales+Pluviales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS2	385.01	2.02	52.88	
PS3	385.26	2.08	47.52	
PS4	385.56	2.40	42.09	
PS5	386.02	2.70	39.34	
PS6	386.16	2.50	40.01	
PS7	386.50	2.70	40.41	
PS8	386.93	2.60	26.39	
PS9	387.06	2.60	29.69	
PS10	387.22	2.20	25.90	
PS11	387.21	2.50	20.30	
SM2	384.89	1.93	364.53	



Listado general de la instalación

6.2 Listado de tramos

Valores negativos en caudal o velocidad indican que el sentido de circulación es de nudo final a nudo de inicio.

Combinación: Fecales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	-6.50	51.37	-0.56	Vel.máx.
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	7.51	55.02	0.58	
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	-5.49	47.43	-0.53	
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	-4.61	45.81	-0.52	
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	-3.79	41.74	-0.49	
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	-2.96	37.14	-0.45	
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	-2.10	32.06	-0.45	
PS8	PS9	20.12	DN400	0.70	-1.55	26.78	-0.43	Vel.mín.
PS9	PS10	21.09	DN400	1.20	-0.93	18.57	-0.44	
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	-0.40	10.46	-0.45	

Combinación: Fecales+Pluviales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	-311.65	379.31	-1.67	Vel.máx.
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	364.53	425.52	1.72	
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	-264.13	340.20	-1.61	
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	-222.04	351.97	-1.52	
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	-182.70	305.99	-1.46	
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	-142.69	261.68	-1.38	
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	-102.28	232.86	-1.36	
PS8	PS9	20.12	DN400	0.70	-75.89	185.61	-1.34	Vel.mín.
PS9	PS10	21.09	DN400	1.20	-46.20	122.57	-1.42	
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	-20.30	66.91	-1.47	

7. ENVOLVENTE

Se indican los máximos de los valores absolutos.

Envolvente de máximos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	311.65	379.31	1.67
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	364.53	425.52	1.72
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	264.13	340.20	1.61
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	222.04	351.97	1.52
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	182.70	305.99	1.46
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	142.69	261.68	1.38
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	102.28	232.86	1.36
PS8	PS9	20.12	DN400	0.70	75.89	185.61	1.34
PS9	PS10	21.09	DN400	1.20	46.20	122.57	1.42
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	20.30	66.91	1.47



Listado general de la instalación

Aldeire_CISII

Fecha: 29/11/18

Se indican los mínimos de los valores absolutos.

Envolvente de mínimos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	6.50	51.37	0.56
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	7.51	55.02	0.58
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	5.49	47.43	0.53
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	4.61	45.81	0.52
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	3.79	41.74	0.49
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	2.96	37.14	0.45
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	2.10	32.06	0.45
PS8	PS9	20.12	DN400	0.70	1.55	26.78	0.43
PS9	PS10	21.09	DN400	1.20	0.93	18.57	0.44
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	0.40	10.46	0.45

8. MEDICIÓN

A continuación se detallan las longitudes totales de los materiales utilizados en la instalación.

A 4000 TUBO HM

Descripción	Longitud m
DN400	87.27
DN500	49.28
DN600	32.58

9. MEDICIÓN EXCAVACIÓN

Los volúmenes de tierra removidos para la ejecución de la obra son:

Descripción	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³
Terrenos sueltos	1781.93	366.87	1385.81
Total	1781.93	366.87	1385.81

Volumen de tierras por tramos

Inicio	Final	Terreno Inicio m	Terreno Final m	Longitud m	Prof. Inicio m	Prof. Final m	Ancho fondo cm	Talud	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³	Superficie pavimento m ²
PS2	PS3	384.81	385.06	13.73	1.90	2.08	110.00	2/1	138.46	38.34	96.32	124.22
PS2	SM2	384.81	384.69	5.08	2.02	1.93	110.00	2/1	50.68	14.19	35.09	45.72
PS3	PS4	385.06	385.36	13.77	1.90	2.13	110.00	2/1	141.98	38.44	99.73	125.91
PS4	PS5	385.36	385.82	13.76	1.90	2.29	100.00	2/1	149.47	31.70	115.12	128.84
PS5	PS6	385.82	385.96	13.77	1.95	2.02	100.00	2/1	136.04	31.72	101.67	123.17
PS6	PS7	385.96	386.30	21.76	1.90	2.13	100.00	2/1	220.01	50.14	165.69	196.80
PS7	PS8	386.30	386.73	22.77	2.02	2.31	90.00	2/1	257.89	42.35	212.73	217.54
PS8	PS9	386.73	386.86	20.12	2.31	2.30	90.00	2/1	255.63	37.43	215.72	203.65
PS9	PS10	386.86	387.02	21.09	2.21	2.12	90.00	2/1	239.28	39.24	197.44	201.81
PS10	PS11	387.02	387.01	23.29	2.12	1.51	90.00	2/1	192.49	43.32	146.31	189.81



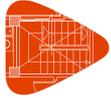
Listado general de la instalación

Aldeire_CISII

Fecha: 29/11/18

Número de pozos por profundidades

Profundidad m	Número de pozos
1.93	1
2.08	1
2.40	1
2.70	2
2.50	2
2.60	2
2.20	1
2.02	1
Total	11



Listado general de la instalación

1. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE SANEAMIENTO

- Título: Aldeire_MOPU

La velocidad de la instalación deberá quedar por encima del mínimo establecido, para evitar sedimentación, incrustaciones y estancamiento, y por debajo del máximo, para que no se produzca erosión.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

Los materiales utilizados para esta instalación son:

A 4000 TUBO HM - Coeficiente de Manning: 0.01300

Descripción	Geometría	Dimensión	Diámetros mm
DN400	Circular	Diámetro	396.0
DN500	Circular	Diámetro	495.0
DN600	Circular	Diámetro	594.0

El diámetro a utilizar se calculará de forma que la velocidad en la conducción no exceda la velocidad máxima y supere la velocidad mínima establecidas para el cálculo.

3. DESCRIPCIÓN DE TERRENOS

Las características de los terrenos a excavar se detallan a continuación.

Descripción	Lecho cm	Relleno cm	Ancho mínimo cm	Distancia lateral cm	Talud
Terrenos sueltos	20	20	70	25	2/1

4. FORMULACIÓN

Para el cálculo de conducciones de saneamiento, se emplea la fórmula de Manning - Strickler.

$$Q = \frac{A \cdot Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

$$v = \frac{Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

donde:

- Q es el caudal en m³/s
- v es la velocidad del fluido en m/s
- A es la sección de la lámina de fluido (m²).
- Rh es el radio hidráulico de la lámina de fluido (m).
- So es la pendiente de la solera del canal (desnivel por longitud de conducción).
- n es el coeficiente de Manning.



5. COMBINACIONES

A continuación se detallan las hipótesis utilizadas en los aportes, y las combinaciones que se han realizado ponderando los valores consignados para cada hipótesis.

Combinación	Hipótesis Fecales	Hipótesis Pluviales
Fecales	1.00	0.00
Fecales+Pluviales	1.00	1.00

6. RESULTADOS

6.1 Listado de nudos

Combinación: Fecales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS2	385.01	2.02	1.52	
PS3	385.26	2.08	1.52	
PS4	385.56	2.40	1.36	
PS5	386.02	2.70	1.28	
PS6	386.16	2.50	1.30	
PS7	386.50	2.70	1.34	
PS8	386.93	2.60	0.93	
PS9	387.06	2.60	1.02	
PS10	387.22	2.20	0.90	
PS11	387.21	2.50	0.72	
SM2	384.89	1.93	11.89	

Combinación: Fecales+Pluviales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS2	385.01	2.02	53.39	
PS3	385.26	2.08	48.03	
PS4	385.56	2.40	42.57	
PS5	386.02	2.70	39.80	
PS6	386.16	2.50	40.48	
PS7	386.50	2.70	40.89	
PS8	386.93	2.60	26.77	
PS9	387.06	2.60	30.09	
PS10	387.22	2.20	26.27	
PS11	387.21	2.50	20.62	
SM2	384.89	1.93	368.91	



6.2 Listado de tramos

Valores negativos en caudal o velocidad indican que el sentido de circulación es de nudo final a nudo de inicio.

Combinación: Fecales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	-10.37	64.15	-0.64	Vel.máx.
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	11.89	68.48	0.67	
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	-8.85	59.48	-0.61	
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	-7.49	57.73	-0.60	
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	-6.21	52.78	-0.56	
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	-4.91	47.20	-0.53	
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	-3.57	41.24	-0.52	
PS8	PS9	20.12	DN400	0.90	-2.64	32.45	-0.55	Vel.mín.
PS9	PS10	21.09	DN400	1.18	-1.62	24.18	-0.52	
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	-0.72	13.76	-0.54	

Combinación: Fecales+Pluviales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	-315.52	382.56	-1.67	Vel.máx.
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	368.91	429.60	1.72	
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	-267.49	342.94	-1.61	
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	-224.92	355.57	-1.52	
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	-185.12	308.71	-1.47	
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	-144.64	263.84	-1.39	
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	-103.75	235.02	-1.36	
PS8	PS9	20.12	DN400	0.90	-76.98	174.23	-1.47	
PS9	PS10	21.09	DN400	1.18	-46.89	124.06	-1.42	
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	-20.62	67.43	-1.48	

7. ENVOLVENTE

Se indican los máximos de los valores absolutos.

Envolvente de máximos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	315.52	382.56	1.67
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	368.91	429.60	1.72
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	267.49	342.94	1.61
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	224.92	355.57	1.52
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	185.12	308.71	1.47
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	144.64	263.84	1.39
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	103.75	235.02	1.36
PS8	PS9	20.12	DN400	0.90	76.98	174.23	1.47
PS9	PS10	21.09	DN400	1.18	46.89	124.06	1.42
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	20.62	67.43	1.48



Se indican los mínimos de los valores absolutos.

Envolvente de mínimos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	10.37	64.15	0.64
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	11.89	68.48	0.67
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	8.85	59.48	0.61
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	7.49	57.73	0.60
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	6.21	52.78	0.56
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	4.91	47.20	0.53
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	3.57	41.24	0.52
PS8	PS9	20.12	DN400	0.90	2.64	32.45	0.55
PS9	PS10	21.09	DN400	1.18	1.62	24.18	0.52
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	0.72	13.76	0.54

8. MEDICIÓN

A continuación se detallan las longitudes totales de los materiales utilizados en la instalación.

A 4000 TUBO HM

Descripción	Longitud m
DN400	87.27
DN500	49.28
DN600	32.58

9. MEDICIÓN EXCAVACIÓN

Los volúmenes de tierra removidos para la ejecución de la obra son:

Descripción	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³
Terrenos sueltos	1775.46	366.87	1379.34
Total	1775.46	366.87	1379.34

Volumen de tierras por tramos

Inicio	Final	Terreno Inicio m	Terreno Final m	Longitud m	Prof. Inicio m	Prof. Final m	Ancho fondo cm	Talud	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³	Superficie pavimento m ²
PS2	PS3	384.81	385.06	13.73	1.90	2.08	110.00	2/1	138.46	38.34	96.32	124.22
PS2	SM2	384.81	384.69	5.08	2.02	1.93	110.00	2/1	50.68	14.19	35.09	45.72
PS3	PS4	385.06	385.36	13.77	1.90	2.13	110.00	2/1	141.98	38.44	99.73	125.91
PS4	PS5	385.36	385.82	13.76	1.90	2.29	100.00	2/1	149.47	31.70	115.12	128.84
PS5	PS6	385.82	385.96	13.77	1.95	2.02	100.00	2/1	136.04	31.72	101.67	123.17
PS6	PS7	385.96	386.30	21.76	1.90	2.13	100.00	2/1	220.01	50.14	165.69	196.80
PS7	PS8	386.30	386.73	22.77	2.02	2.31	90.00	2/1	257.89	42.35	212.73	217.54
PS8	PS9	386.73	386.86	20.12	2.30	2.25	90.00	2/1	249.59	37.43	209.68	201.25
PS9	PS10	386.86	387.02	21.09	2.21	2.12	90.00	2/1	238.85	39.24	197.02	201.63
PS10	PS11	387.02	387.01	23.29	2.12	1.51	90.00	2/1	192.49	43.32	146.31	189.81



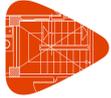
Listado general de la instalación

Aldeire_MOPU

Fecha: 29/11/18

Número de pozos por profundidades

Profundidad m	Número de pozos
1.93	1
2.08	1
2.40	1
2.70	2
2.50	2
2.60	2
2.20	1
2.02	1
Total	11



1. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE SANEAMIENTO

- Título: Aldeire_S&K

La velocidad de la instalación deberá quedar por encima del mínimo establecido, para evitar sedimentación, incrustaciones y estancamiento, y por debajo del máximo, para que no se produzca erosión.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

Los materiales utilizados para esta instalación son:

A 4000 TUBO HM - Coeficiente de Manning: 0.01300

Descripción	Geometría	Dimensión	Diámetros mm
DN400	Circular	Diámetro	396.0
DN500	Circular	Diámetro	495.0
DN600	Circular	Diámetro	594.0

El diámetro a utilizar se calculará de forma que la velocidad en la conducción no exceda la velocidad máxima y supere la velocidad mínima establecidas para el cálculo.

3. DESCRIPCIÓN DE TERRENOS

Las características de los terrenos a excavar se detallan a continuación.

Descripción	Lecho cm	Relleno cm	Ancho mínimo cm	Distancia lateral cm	Talud
Terrenos sueltos	20	20	70	25	2/1

4. FORMULACIÓN

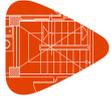
Para el cálculo de conducciones de saneamiento, se emplea la fórmula de Manning - Strickler.

$$Q = \frac{A \cdot Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

$$v = \frac{Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

donde:

- Q es el caudal en m³/s
- v es la velocidad del fluido en m/s
- A es la sección de la lámina de fluido (m²).
- Rh es el radio hidráulico de la lámina de fluido (m).
- So es la pendiente de la solera del canal (desnivel por longitud de conducción).
- n es el coeficiente de Manning.



5. COMBINACIONES

A continuación se detallan las hipótesis utilizadas en los aportes, y las combinaciones que se han realizado ponderando los valores consignados para cada hipótesis.

Combinación	Hipótesis Fecales	Hipótesis Pluviales
Fecales	1.00	0.00
Fecales+Pluviales	1.00	1.00

6. RESULTADOS

6.1 Listado de nudos

Combinación: Fecales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS2	385.01	2.02	0.65	
PS3	385.26	2.08	0.65	
PS4	385.56	2.40	0.58	
PS5	386.02	2.70	0.55	
PS6	386.16	2.50	0.56	
PS7	386.50	2.70	0.57	
PS8	386.93	2.60	0.40	
PS9	387.06	2.60	0.44	
PS10	387.22	2.20	0.39	
PS11	387.21	2.50	0.31	
SM2	384.89	1.93	5.10	

Combinación: Fecales+Pluviales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS2	385.01	2.02	52.52	
PS3	385.26	2.08	47.16	
PS4	385.56	2.40	41.79	
PS5	386.02	2.70	39.07	
PS6	386.16	2.50	39.74	
PS7	386.50	2.70	40.12	
PS8	386.93	2.60	26.24	
PS9	387.06	2.60	29.51	
PS10	387.22	2.20	25.76	
PS11	387.21	2.50	20.21	
SM2	384.89	1.93	362.12	



6.2 Listado de tramos

Valores negativos en caudal o velocidad indican que el sentido de circulación es de nudo final a nudo de inicio.

Combinación: Fecales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	-4.45	42.95	-0.50	Vel.máx.
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	5.10	45.80	0.52	
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	-3.80	39.87	-0.47	
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	-3.22	38.65	-0.46	
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	-2.67	35.38	-0.44	
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	-2.11	31.67	-0.41	
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	-1.54	27.69	-0.41	
PS8	PS9	20.12	DN400	0.90	-1.14	21.85	-0.43	Vel.mín.
PS9	PS10	21.09	DN400	1.18	-0.70	16.32	-0.41	
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	-0.31	9.29	-0.42	

Combinación: Fecales+Pluviales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	-309.60	377.60	-1.67	Vel.máx.
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	362.12	423.30	1.71	
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	-262.44	338.82	-1.61	
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	-220.65	350.25	-1.52	
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	-181.58	304.74	-1.46	
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	-141.84	260.74	-1.38	
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	-101.72	232.04	-1.36	
PS8	PS9	20.12	DN400	0.90	-75.48	172.32	-1.47	
PS9	PS10	21.09	DN400	1.18	-45.97	122.79	-1.41	
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	-20.21	66.77	-1.47	

7. ENVOLVENTE

Se indican los máximos de los valores absolutos.

Envolvente de máximos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	309.60	377.60	1.67
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	362.12	423.30	1.71
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	262.44	338.82	1.61
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	220.65	350.25	1.52
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	181.58	304.74	1.46
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	141.84	260.74	1.38
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	101.72	232.04	1.36
PS8	PS9	20.12	DN400	0.90	75.48	172.32	1.47
PS9	PS10	21.09	DN400	1.18	45.97	122.79	1.41
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	20.21	66.77	1.47



Se indican los mínimos de los valores absolutos.

Envolvente de mínimos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	4.45	42.95	0.50
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	5.10	45.80	0.52
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	3.80	39.87	0.47
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	3.22	38.65	0.46
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	2.67	35.38	0.44
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	2.11	31.67	0.41
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	1.54	27.69	0.41
PS8	PS9	20.12	DN400	0.90	1.14	21.85	0.43
PS9	PS10	21.09	DN400	1.18	0.70	16.32	0.41
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	0.31	9.29	0.42

8. MEDICIÓN

A continuación se detallan las longitudes totales de los materiales utilizados en la instalación.

A 4000 TUBO HM

Descripción	Longitud m
DN400	87.27
DN500	49.28
DN600	32.58

9. MEDICIÓN EXCAVACIÓN

Los volúmenes de tierra removidos para la ejecución de la obra son:

Descripción	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³
Terrenos sueltos	1775.46	366.87	1379.34
Total	1775.46	366.87	1379.34

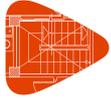
Volumen de tierras por tramos

Inicio	Final	Terreno Inicio m	Terreno Final m	Longitud m	Prof. Inicio m	Prof. Final m	Ancho fondo cm	Talud	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³	Superficie pavimento m ²
PS2	PS3	384.81	385.06	13.73	1.90	2.08	110.00	2/1	138.46	38.34	96.32	124.22
PS2	SM2	384.81	384.69	5.08	2.02	1.93	110.00	2/1	50.68	14.19	35.09	45.72
PS3	PS4	385.06	385.36	13.77	1.90	2.13	110.00	2/1	141.98	38.44	99.73	125.91
PS4	PS5	385.36	385.82	13.76	1.90	2.29	100.00	2/1	149.47	31.70	115.12	128.84
PS5	PS6	385.82	385.96	13.77	1.95	2.02	100.00	2/1	136.04	31.72	101.67	123.17
PS6	PS7	385.96	386.30	21.76	1.90	2.13	100.00	2/1	220.01	50.14	165.69	196.80
PS7	PS8	386.30	386.73	22.77	2.02	2.31	90.00	2/1	257.89	42.35	212.73	217.54
PS8	PS9	386.73	386.86	20.12	2.30	2.25	90.00	2/1	249.59	37.43	209.68	201.25
PS9	PS10	386.86	387.02	21.09	2.21	2.12	90.00	2/1	238.85	39.24	197.02	201.63
PS10	PS11	387.02	387.01	23.29	2.12	1.51	90.00	2/1	192.49	43.32	146.31	189.81



Número de pozos por profundidades

Profundidad m	Número de pozos
1.93	1
2.08	1
2.40	1
2.70	2
2.50	2
2.60	2
2.20	1
2.02	1
Total	11



1. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE SANEAMIENTO

- Título: Aldeire

La velocidad de la instalación deberá quedar por encima del mínimo establecido, para evitar sedimentación, incrustaciones y estancamiento, y por debajo del máximo, para que no se produzca erosión.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

Los materiales utilizados para esta instalación son:

A 4000 TUBO HM - Coeficiente de Manning: 0.01300

Descripción	Geometría	Dimensión	Diámetros mm
DN400	Circular	Diámetro	396.0
DN500	Circular	Diámetro	495.0
DN600	Circular	Diámetro	594.0

El diámetro a utilizar se calculará de forma que la velocidad en la conducción no exceda la velocidad máxima y supere la velocidad mínima establecidas para el cálculo.

3. DESCRIPCIÓN DE TERRENOS

Las características de los terrenos a excavar se detallan a continuación.

Descripción	Lecho cm	Relleno cm	Ancho mínimo cm	Distancia lateral cm	Talud
Terrenos sueltos	20	20	70	25	2/1

4. FORMULACIÓN

Para el cálculo de conducciones de saneamiento, se emplea la fórmula de Manning - Strickler.

$$Q = \frac{A \cdot Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

$$v = \frac{Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

donde:

- Q es el caudal en m³/s
- v es la velocidad del fluido en m/s
- A es la sección de la lámina de fluido (m²).
- Rh es el radio hidráulico de la lámina de fluido (m).
- So es la pendiente de la solera del canal (desnivel por longitud de conducción).
- n es el coeficiente de Manning.



5. COMBINACIONES

A continuación se detallan las hipótesis utilizadas en los aportes, y las combinaciones que se han realizado ponderando los valores consignados para cada hipótesis.

Combinación	Hipótesis Fecales	Hipótesis Pluviales
Fecales	1.00	0.00
Fecales+Pluviales	1.00	1.00

6. RESULTADOS

6.1 Listado de nudos

Combinación: Fecales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS2	385.01	2.02	0.81	
PS3	385.26	2.08	0.81	
PS4	385.56	2.40	0.70	
PS5	386.02	2.70	0.65	
PS6	386.16	2.50	0.67	
PS7	386.50	2.70	0.69	
PS8	386.93	2.60	0.44	
PS9	387.06	2.60	0.49	
PS10	387.22	2.20	0.42	
PS11	387.21	2.50	0.32	
SM2	384.89	1.93	6.00	

Combinación: Fecales+Pluviales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS2	385.01	2.02	52.68	
PS3	385.26	2.08	47.32	
PS4	385.56	2.40	41.91	
PS5	386.02	2.70	39.17	
PS6	386.16	2.50	39.85	
PS7	386.50	2.70	40.24	
PS8	386.93	2.60	26.28	
PS9	387.06	2.60	29.56	
PS10	387.22	2.20	25.79	
PS11	387.21	2.50	20.22	
SM2	384.89	1.93	363.02	



6.2 Listado de tramos

Valores negativos en caudal o velocidad indican que el sentido de circulación es de nudo final a nudo de inicio.

Combinación: Fecales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	-5.19	46.18	-0.52	Vel.máx.
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	6.00	49.46	0.54	
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	-4.38	42.63	-0.50	
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	-3.68	41.17	-0.48	
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	-3.03	37.55	-0.45	
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	-2.36	33.38	-0.42	
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	-1.67	28.77	-0.42	
PS8	PS9	20.12	DN400	0.70	-1.23	24.02	-0.40	Vel.mín.
PS9	PS10	21.09	DN400	1.20	-0.74	16.69	-0.41	
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	-0.32	9.43	-0.42	

Combinación: Fecales+Pluviales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	-310.34	378.22	-1.67	Vel.máx.
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	363.02	424.13	1.71	
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	-263.02	339.30	-1.61	
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	-221.11	350.82	-1.52	
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	-181.94	305.14	-1.46	
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	-142.09	261.02	-1.38	
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	-101.85	232.23	-1.36	
PS8	PS9	20.12	DN400	0.70	-75.57	185.16	-1.34	Vel.mín.
PS9	PS10	21.09	DN400	1.20	-46.01	122.31	-1.42	
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	-20.22	66.79	-1.47	

7. ENVOLVENTE

Se indican los máximos de los valores absolutos.

Envolvente de máximos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	310.34	378.22	1.67
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	363.02	424.13	1.71
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	263.02	339.30	1.61
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	221.11	350.82	1.52
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	181.94	305.14	1.46
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	142.09	261.02	1.38
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	101.85	232.23	1.36
PS8	PS9	20.12	DN400	0.70	75.57	185.16	1.34
PS9	PS10	21.09	DN400	1.20	46.01	122.31	1.42
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	20.22	66.79	1.47



Se indican los mínimos de los valores absolutos.

Envolvente de mínimos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS2	PS3	13.73	DN600	0.50	5.19	46.18	0.52
PS2	SM2	5.08	DN600	0.50	6.00	49.46	0.54
PS3	PS4	13.77	DN600	0.50	4.38	42.63	0.50
PS4	PS5	13.76	DN500	0.50	3.68	41.17	0.48
PS5	PS6	13.77	DN500	0.50	3.03	37.55	0.45
PS6	PS7	21.76	DN500	0.50	2.36	33.38	0.42
PS7	PS8	22.77	DN400	0.60	1.67	28.77	0.42
PS8	PS9	20.12	DN400	0.70	1.23	24.02	0.40
PS9	PS10	21.09	DN400	1.20	0.74	16.69	0.41
PS10	PS11	23.29	DN400	2.60	0.32	9.43	0.42

8. MEDICIÓN

A continuación se detallan las longitudes totales de los materiales utilizados en la instalación.

A 4000 TUBO HM

Descripción	Longitud m
DN400	87.27
DN500	49.28
DN600	32.58

9. MEDICIÓN EXCAVACIÓN

Los volúmenes de tierra removidos para la ejecución de la obra son:

Descripción	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³
Terrenos sueltos	1781.93	366.87	1385.81
Total	1781.93	366.87	1385.81

Volumen de tierras por tramos

Inicio	Final	Terreno Inicio m	Terreno Final m	Longitud m	Prof. Inicio m	Prof. Final m	Ancho fondo cm	Talud	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³	Superficie pavimento m ²
PS2	PS3	384.81	385.06	13.73	1.90	2.08	110.00	2/1	138.46	38.34	96.32	124.22
PS2	SM2	384.81	384.69	5.08	2.02	1.93	110.00	2/1	50.68	14.19	35.09	45.72
PS3	PS4	385.06	385.36	13.77	1.90	2.13	110.00	2/1	141.98	38.44	99.73	125.91
PS4	PS5	385.36	385.82	13.76	1.90	2.29	100.00	2/1	149.47	31.70	115.12	128.84
PS5	PS6	385.82	385.96	13.77	1.95	2.02	100.00	2/1	136.04	31.72	101.67	123.17
PS6	PS7	385.96	386.30	21.76	1.90	2.13	100.00	2/1	220.01	50.14	165.69	196.80
PS7	PS8	386.30	386.73	22.77	2.02	2.31	90.00	2/1	257.89	42.35	212.73	217.54
PS8	PS9	386.73	386.86	20.12	2.31	2.30	90.00	2/1	255.63	37.43	215.72	203.65
PS9	PS10	386.86	387.02	21.09	2.21	2.12	90.00	2/1	239.28	39.24	197.44	201.81
PS10	PS11	387.02	387.01	23.29	2.12	1.51	90.00	2/1	192.49	43.32	146.31	189.81



Número de pozos por profundidades

Profundidad m	Número de pozos
1.93	1
2.08	1
2.40	1
2.70	2
2.50	2
2.60	2
2.20	1
2.02	1
Total	11

2 SWMM

ALDEIRE 24.rpt

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

 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (22)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (23)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (24)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (25)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (26)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (27)

Element Count

Number of rain gages 0
 Number of subcatchments ... 0
 Number of nodes 10
 Number of links 9
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

Node Summary

External Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	Inflow
Estructura - (23)	JUNCTION	1266.30	3.70	0.0	Yes
Estructura - (24)	JUNCTION	1266.18	3.58	0.0	Yes
Estructura - (25)	JUNCTION	1265.18	4.03	0.0	Yes
Estructura - (26)	JUNCTION	1264.21	4.56	0.0	Yes
Estructura - (27)	JUNCTION	1263.28	3.88	0.0	Yes
Estructura - (28)	JUNCTION	1262.22	4.23	0.0	Yes
Estructura - (29)	JUNCTION	1261.12	4.68	0.0	Yes
Estructura - (30)	JUNCTION	1260.47	3.82	0.0	Yes
Estructura - (31)	JUNCTION	1259.41	3.91	0.0	Yes
Out-1Tubería - (27)	OUTFALL	1259.41	0.60	0.0	Yes

Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length
------	-----------	---------	------	--------

%Slope Roughness

 Tubería - (19) Estructura - (23) Estructura - (24) CONDUIT 23.2

ALDEIRE 24.rpt

0.5000	0.0150	Tubería - (20)	Estructura - (24)	Estructura - (25)	CONDUIT	21.1
0.4842	0.0120	Tubería - (21)	Estructura - (25)	Estructura - (26)	CONDUIT	22.5
0.5000	0.0120	Tubería - (22)	Estructura - (26)	Estructura - (27)	CONDUIT	22.7
0.2000	0.0120	Tubería - (23)	Estructura - (27)	Estructura - (28)	CONDUIT	17.1
0.2000	0.0120	Tubería - (24)	Estructura - (28)	Estructura - (29)	CONDUIT	16.0
0.2000	0.0120	Tubería - (25)	Estructura - (29)	Estructura - (30)	CONDUIT	13.9
0.2000	0.0120	Tubería - (26)	Estructura - (30)	Estructura - (31)	CONDUIT	13.7
0.2000	0.0120	Tubería - (27)	Estructura - (31)	Out-1Tubería - (27)	CONDUIT	13.8
0.2000	0.0120					

 Cross Section Summary

of	Full		Full	Full	Hyd.	Max.	No.
Barrels	Conduit	Shape	Depth	Area	Rad.	Width	
	Flow						
1	Tubería - (19)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	127.63						
1	Tubería - (20)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	156.99						
1	Tubería - (21)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	159.54						
1	Tubería - (22)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	100.90						
1	Tubería - (23)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	100.90						
1	Tubería - (24)	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	
	182.95						
1	Tubería - (25)	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	
	297.50						
1	Tubería - (26)	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	
	297.50						
1	Tubería - (27)	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	
	297.50						

 NOTE: The summary statistics displayed in this report are

ALDEIRE 24.rpt

based on results found at every computational time step,
not just on results from each reporting time step.

Analysis Options

Flow Units LPS

Process Models:

Rainfall/Runoff NO
RDII NO
Snowmelt NO
Groundwater NO
Flow Routing YES
Ponding Allowed YES
Water Quality NO

Flow Routing Method KINWAVE

Starting Date 11/29/2018 00:00:00

Ending Date 11/29/2018 23:00:00

Antecedent Dry Days 0.0

Report Time Step 00:05:00

Routing Time Step 30.00 sec

Control Actions Taken

	Volume hectare-m	Volume 10 ⁶ ltr
	-----	-----
Flow Routing Continuity		
Dry Weather Inflow	0.050	0.500
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	0.050	0.499
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.000	0.001
Continuity Error (%)	-0.009	

Highest Flow Instability Indexes

All links are stable.

 Routing Time Step Summary

Minimum Time Step : 30.00 sec
 Average Time Step : 30.00 sec
 Maximum Time Step : 30.00 sec
 Percent in Steady State : 0.00
 Average Iterations per Step : 1.01
 Percent Not Converging : 0.00

 Node Depth Summary

--

Reported		Average	Maximum	Maximum	Time of Max	
Depth		Depth	Depth	HGL	Occurrence	Max
Node	Type	Meters	Meters	Meters	days hr:min	
Meters						

--						
0.01	Estructura - (23)	JUNCTION	0.01	0.01	1266.31	0 00:00
0.02	Estructura - (24)	JUNCTION	0.02	0.02	1266.20	0 00:27
0.92	Estructura - (25)	JUNCTION	0.92	0.92	1266.10	0 00:26
0.89	Estructura - (26)	JUNCTION	0.89	0.89	1265.09	0 00:27
0.96	Estructura - (27)	JUNCTION	0.96	0.96	1264.24	0 00:28
1.10	Estructura - (28)	JUNCTION	1.10	1.10	1263.32	0 00:29
1.14	Estructura - (29)	JUNCTION	1.14	1.14	1262.26	0 00:29
0.69	Estructura - (30)	JUNCTION	0.69	0.69	1261.16	0 00:32
1.11	Estructura - (31)	JUNCTION	1.11	1.11	1260.52	0 00:30
0.05	Out-1Tubería - (27)	OUTFALL	0.05	0.05	1259.46	0 00:33

 Node Inflow Summary

ALDEIRE 24.rpt

Total Inflow Volume Node 10^6 ltr	Flow Balance Error Percent	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Lateral Inflow Volume 10^6 ltr
Estructura - (23) 0.0265	0.000	JUNCTION	0.32	0.32	0 00:00	0.0265
Estructura - (24) 0.0612	0.000	JUNCTION	0.42	0.74	0 00:28	0.0348
Estructura - (25) 0.102	0.000	JUNCTION	0.49	1.23	0 00:29	0.0406
Estructura - (26) 0.138	0.000	JUNCTION	0.44	1.67	0 00:29	0.0364
Estructura - (27) 0.195	0.000	JUNCTION	0.69	2.36	0 00:30	0.0571
Estructura - (28) 0.25	0.000	JUNCTION	0.67	3.03	0 00:31	0.0555
Estructura - (29) 0.307	0.000	JUNCTION	0.69	3.72	0 00:32	0.0571
Estructura - (30) 0.365	0.000	JUNCTION	0.70	4.42	0 00:32	0.0579
Estructura - (31) 0.432	0.000	JUNCTION	0.81	5.23	0 00:32	0.0671
Out-1Tubería - (27) 0.499	0.000	OUTFALL	0.81	6.04	0 00:33	0.0671

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume 10^6 ltr
--------------	-------------------	-----------------	-----------------	--------------------------

ALDEIRE 24.rpt

```

-----
Out-1Tubería - (27)  100.00    6.03    6.04    0.499
-----
System                100.00    6.03    6.04    0.499
  
```

Link Flow Summary

```

-----
Link                Type          Maximum |Flow|  Time of Max  Maximum  Max/  Max/
                  |Flow|  LPS      days hr:min |Veloc|  Full  Full
                  |Flow|  LPS      days hr:min |Veloc|  Flow  Depth
-----
Tubería - (19)     CONDUIT      0.32    0 00:28     0.21    0.00  0.04
Tubería - (20)     CONDUIT      0.74    0 00:29     0.32    0.00  0.05
Tubería - (21)     CONDUIT      1.23    0 00:29     0.38    0.01  0.06
Tubería - (22)     CONDUIT      1.67    0 00:30     0.30    0.02  0.09
Tubería - (23)     CONDUIT      2.36    0 00:31     0.33    0.02  0.11
Tubería - (24)     CONDUIT      3.03    0 00:32     0.35    0.02  0.09
Tubería - (25)     CONDUIT      3.72    0 00:32     0.36    0.01  0.08
Tubería - (26)     CONDUIT      4.42    0 00:32     0.38    0.01  0.09
Tubería - (27)     CONDUIT      5.23    0 00:33     0.40    0.02  0.09
  
```

Conduit Surcharge Summary

No conduits were surcharged.

Analysis begun on: Thu Nov 29 17:35:41 2018
Analysis ended on: Thu Nov 29 17:35:41 2018
Total elapsed time: < 1 sec

ALDEIRE ASCE.rpt

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

 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (22)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (23)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (24)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (25)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (26)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (27)

 Element Count

Number of rain gages 0
 Number of subcatchments ... 0
 Number of nodes 10
 Number of links 9
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

 Node Summary

External Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	Inflow
Estructura - (23)	JUNCTION	1266.30	3.70	0.0	Yes
Estructura - (24)	JUNCTION	1266.18	3.58	0.0	Yes
Estructura - (25)	JUNCTION	1265.18	4.03	0.0	Yes
Estructura - (26)	JUNCTION	1264.21	4.56	0.0	Yes
Estructura - (27)	JUNCTION	1263.28	3.88	0.0	Yes
Estructura - (28)	JUNCTION	1262.22	4.23	0.0	Yes
Estructura - (29)	JUNCTION	1261.12	4.68	0.0	Yes
Estructura - (30)	JUNCTION	1260.47	3.82	0.0	Yes
Estructura - (31)	JUNCTION	1259.41	3.91	0.0	Yes
Out-1Tubería - (27)	OUTFALL	1259.41	0.60	0.0	Yes

 Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length
%Slope Roughness				
Tubería - (19)	Estructura - (23)	Estructura - (24)	CONDUIT	23.2

ALDEIRE ASCE.rpt

0.5000	0.0150					
Tubería - (20)	Estructura - (24)	Estructura - (25)	CONDUIT			21.1
0.4842	0.0120					
Tubería - (21)	Estructura - (25)	Estructura - (26)	CONDUIT			22.5
0.5000	0.0120					
Tubería - (22)	Estructura - (26)	Estructura - (27)	CONDUIT			22.7
0.2000	0.0120					
Tubería - (23)	Estructura - (27)	Estructura - (28)	CONDUIT			17.1
0.2000	0.0120					
Tubería - (24)	Estructura - (28)	Estructura - (29)	CONDUIT			16.0
0.2000	0.0120					
Tubería - (25)	Estructura - (29)	Estructura - (30)	CONDUIT			13.9
0.2000	0.0120					
Tubería - (26)	Estructura - (30)	Estructura - (31)	CONDUIT			13.7
0.2000	0.0120					
Tubería - (27)	Estructura - (31)	Out-1Tubería - (27)	CONDUIT			13.8
0.2000	0.0120					

 Cross Section Summary

of	Full		Full	Full	Hyd.	Max.	No.
Barrels	Conduit	Shape	Depth	Area	Rad.	Width	
	Flow						

1	Tubería - (19)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	127.63						
1	Tubería - (20)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	156.99						
1	Tubería - (21)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	159.54						
1	Tubería - (22)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	100.90						
1	Tubería - (23)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	100.90						
1	Tubería - (24)	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	
	182.95						
1	Tubería - (25)	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	
	297.50						
1	Tubería - (26)	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	
	297.50						
1	Tubería - (27)	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	
	297.50						

 NOTE: The summary statistics displayed in this report are

ALDEIRE ASCE.rpt

based on results found at every computational time step,
not just on results from each reporting time step.

Analysis Options

Flow Units LPS

Process Models:

Rainfall/Runoff NO
RDII NO
Snowmelt NO
Groundwater NO
Flow Routing YES
Ponding Allowed YES
Water Quality NO

Flow Routing Method KINWAVE

Starting Date 11/29/2018 00:00:00

Ending Date 11/29/2018 23:00:00

Antecedent Dry Days 0.0

Report Time Step 00:05:00

Routing Time Step 30.00 sec

Control Actions Taken

	Volume hectare-m	Volume 10 ⁶ ltr
	-----	-----
Flow Routing Continuity		
Dry Weather Inflow	0.084	0.839
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.006	0.061
External Outflow	0.090	0.899
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.000	0.002
Continuity Error (%)	-0.006	

Highest Flow Instability Indexes

All links are stable.

ALDEIRE ASCE.rpt

 Routing Time Step Summary

Minimum Time Step : 30.00 sec
 Average Time Step : 30.00 sec
 Maximum Time Step : 30.00 sec
 Percent in Steady State : 0.00
 Average Iterations per Step : 1.01
 Percent Not Converging : 0.00

 Node Depth Summary

--

Reported		Average	Maximum	Maximum	Time of Max	
Depth		Depth	Depth	HGL	Occurrence	Max
Node	Type	Meters	Meters	Meters	days hr:min	
Meters						

--						
0.02	Estructura - (23)	JUNCTION	0.02	0.02	1266.32	0 00:00
0.03	Estructura - (24)	JUNCTION	0.03	0.03	1266.22	0 00:22
0.93	Estructura - (25)	JUNCTION	0.93	0.93	1266.11	0 00:24
0.90	Estructura - (26)	JUNCTION	0.90	0.90	1265.11	0 00:22
0.98	Estructura - (27)	JUNCTION	0.98	0.98	1264.26	0 00:24
1.12	Estructura - (28)	JUNCTION	1.12	1.12	1263.34	0 00:25
1.16	Estructura - (29)	JUNCTION	1.16	1.16	1262.28	0 00:26
0.71	Estructura - (30)	JUNCTION	0.71	0.71	1261.18	0 00:26
1.13	Estructura - (31)	JUNCTION	1.13	1.13	1260.54	0 00:25
0.07	Out-1Tubería - (27)	OUTFALL	0.07	0.07	1259.48	0 00:27

 Node Inflow Summary

ALDEIRE ASCE.rpt

Total Inflow Volume Node 10^6 ltr	Flow Balance Error Percent	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Lateral Inflow Volume 10^6 ltr
Estructura - (23) 0.0472	0.000	JUNCTION	0.57	0.57	0 00:00	0.0472
Estructura - (24) 0.183	0.000	JUNCTION	1.64	2.21	0 00:24	0.136
Estructura - (25) 0.253	0.000	JUNCTION	0.85	3.06	0 00:24	0.0704
Estructura - (26) 0.316	0.000	JUNCTION	0.76	3.82	0 00:25	0.0629
Estructura - (27) 0.412	0.000	JUNCTION	1.16	4.98	0 00:25	0.096
Estructura - (28) 0.508	0.000	JUNCTION	1.16	6.14	0 00:26	0.096
Estructura - (29) 0.6	0.000	JUNCTION	1.12	7.26	0 00:26	0.0927
Estructura - (30) 0.691	0.000	JUNCTION	1.10	8.36	0 00:27	0.0911
Estructura - (31) 0.788	0.000	JUNCTION	1.18	9.54	0 00:27	0.0977
Out-1Tubería - (27) 0.899	0.000	OUTFALL	1.34	10.88	0 00:27	0.111

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume 10^6 ltr
--------------	-------------------	-----------------	-----------------	--------------------------

ALDEIRE ASCE.rpt

```

-----
Out-1Tubería - (27)  100.00    10.86    10.88    0.899
-----
System                100.00    10.86    10.88    0.899
  
```

```

*****
Link Flow Summary
*****
  
```

```

-----
Link                Type          Maximum |Flow|  Time of Max  Maximum |Veloc|  Max/  Max/
                   |LPS|    Occurrence  |m/sec|  Full    Full
                   |LPS|    days hr:min  |m/sec|  Flow    Depth
-----
Tubería - (19)     CONDUIT      0.57    0 00:24     0.25    0.00    0.05
Tubería - (20)     CONDUIT      2.21    0 00:24     0.44    0.01    0.08
Tubería - (21)     CONDUIT      3.06    0 00:25     0.50    0.02    0.10
Tubería - (22)     CONDUIT      3.82    0 00:25     0.38    0.04    0.13
Tubería - (23)     CONDUIT      4.98    0 00:26     0.42    0.05    0.15
Tubería - (24)     CONDUIT      6.14    0 00:26     0.43    0.03    0.12
Tubería - (25)     CONDUIT      7.26    0 00:27     0.44    0.02    0.11
Tubería - (26)     CONDUIT      8.36    0 00:27     0.46    0.03    0.11
Tubería - (27)     CONDUIT      9.54    0 00:27     0.48    0.03    0.12
  
```

```

*****
Conduit Surcharge Summary
*****
  
```

No conduits were surcharged.

Analysis begun on: Thu Nov 29 17:22:43 2018
 Analysis ended on: Thu Nov 29 17:22:43 2018
 Total elapsed time: < 1 sec

ALDEIRE MOPU.rpt

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

 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (22)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (23)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (24)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (25)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (26)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (27)

 Element Count

Number of rain gages 0
 Number of subcatchments ... 0
 Number of nodes 10
 Number of links 9
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

 Node Summary

External Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	Inflow
Estructura - (23)	JUNCTION	1266.30	3.70	0.0	Yes
Estructura - (24)	JUNCTION	1266.18	3.58	0.0	Yes
Estructura - (25)	JUNCTION	1265.18	4.03	0.0	Yes
Estructura - (26)	JUNCTION	1264.21	4.56	0.0	Yes
Estructura - (27)	JUNCTION	1263.28	3.88	0.0	Yes
Estructura - (28)	JUNCTION	1262.22	4.23	0.0	Yes
Estructura - (29)	JUNCTION	1261.12	4.68	0.0	Yes
Estructura - (30)	JUNCTION	1260.47	3.82	0.0	Yes
Estructura - (31)	JUNCTION	1259.41	3.91	0.0	Yes
Out-1Tubería - (27)	OUTFALL	1259.41	0.60	0.0	Yes

 Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length
%Slope Roughness				
Tubería - (19)	Estructura - (23)	Estructura - (24)	CONDUIT	23.2

ALDEIRE MOPU.rpt

0.5000	0.0150					
Tubería - (20)	Estructura - (24)	Estructura - (25)	CONDUIT			21.1
0.4842	0.0120					
Tubería - (21)	Estructura - (25)	Estructura - (26)	CONDUIT			22.5
0.5000	0.0120					
Tubería - (22)	Estructura - (26)	Estructura - (27)	CONDUIT			22.7
0.2000	0.0120					
Tubería - (23)	Estructura - (27)	Estructura - (28)	CONDUIT			17.1
0.2000	0.0120					
Tubería - (24)	Estructura - (28)	Estructura - (29)	CONDUIT			16.0
0.2000	0.0120					
Tubería - (25)	Estructura - (29)	Estructura - (30)	CONDUIT			13.9
0.2000	0.0120					
Tubería - (26)	Estructura - (30)	Estructura - (31)	CONDUIT			13.7
0.2000	0.0120					
Tubería - (27)	Estructura - (31)	Out-1Tubería - (27)	CONDUIT			13.8
0.2000	0.0120					

 Cross Section Summary

of	Full		Full	Full	Hyd.	Max.	No.
Barrels	Conduit	Shape	Depth	Area	Rad.	Width	
	Flow						

1	Tubería - (19)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	127.63						
1	Tubería - (20)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	156.99						
1	Tubería - (21)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	159.54						
1	Tubería - (22)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	100.90						
1	Tubería - (23)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	100.90						
1	Tubería - (24)	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	
	182.95						
1	Tubería - (25)	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	
	297.50						
1	Tubería - (26)	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	
	297.50						
1	Tubería - (27)	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	
	297.50						

 NOTE: The summary statistics displayed in this report are

ALDEIRE MOPU.rpt

based on results found at every computational time step,
not just on results from each reporting time step.

Analysis Options

Flow Units LPS

Process Models:

Rainfall/Runoff NO
RDII NO
Snowmelt NO
Groundwater NO
Flow Routing YES
Ponding Allowed YES
Water Quality NO

Flow Routing Method KINWAVE

Starting Date 11/29/2018 00:00:00

Ending Date 11/29/2018 23:00:00

Antecedent Dry Days 0.0

Report Time Step 00:05:00

Routing Time Step 30.00 sec

Control Actions Taken

	Volume hectare-m	Volume 10 ⁶ ltr
	-----	-----
Flow Routing Continuity		
Dry Weather Inflow	0.096	0.964
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	0.096	0.963
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.000	0.002
Continuity Error (%)	0.000	

Highest Flow Instability Indexes

All links are stable.

ALDEIRE MOPU.rpt

 Routing Time Step Summary

Minimum Time Step : 30.00 sec
 Average Time Step : 30.00 sec
 Maximum Time Step : 30.00 sec
 Percent in Steady State : 0.00
 Average Iterations per Step : 1.01
 Percent Not Converging : 0.00

 Node Depth Summary

--

Reported		Average	Maximum	Maximum	Time of Max	
Depth		Depth	Depth	HGL	Occurrence	Max
Node	Type	Meters	Meters	Meters	days hr:min	
Meters						

--						
0.02	Estructura - (23)	JUNCTION	0.02	0.02	1266.32	0 00:00
0.03	Estructura - (24)	JUNCTION	0.03	0.03	1266.21	0 00:21
0.93	Estructura - (25)	JUNCTION	0.93	0.93	1266.11	0 00:22
0.90	Estructura - (26)	JUNCTION	0.90	0.90	1265.10	0 00:23
0.98	Estructura - (27)	JUNCTION	0.98	0.98	1264.26	0 00:23
1.12	Estructura - (28)	JUNCTION	1.12	1.12	1263.34	0 00:24
1.16	Estructura - (29)	JUNCTION	1.16	1.16	1262.28	0 00:23
0.71	Estructura - (30)	JUNCTION	0.71	0.71	1261.18	0 00:24
1.13	Estructura - (31)	JUNCTION	1.13	1.13	1260.54	0 00:24
0.08	Out-1Tubería - (27)	OUTFALL	0.08	0.08	1259.48	0 00:26

 Node Inflow Summary

ALDEIRE MOPU.rpt

Total Inflow Volume Node 10^6 ltr	Flow Balance Error Percent	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Lateral Inflow Volume 10^6 ltr
Estructura - (23) 0.0596	(23) 0.000	JUNCTION	0.72	0.72	0 00:00	0.0596
Estructura - (24) 0.134	(24) 0.000	JUNCTION	0.90	1.62	0 00:22	0.0745
Estructura - (25) 0.218	(25) 0.000	JUNCTION	1.02	2.64	0 00:22	0.0844
Estructura - (26) 0.295	(26) 0.000	JUNCTION	0.93	3.57	0 00:23	0.077
Estructura - (27) 0.406	(27) 0.000	JUNCTION	1.34	4.91	0 00:24	0.111
Estructura - (28) 0.513	(28) 0.000	JUNCTION	1.30	6.21	0 00:24	0.108
Estructura - (29) 0.619	(29) 0.000	JUNCTION	1.28	7.49	0 00:24	0.106
Estructura - (30) 0.725	(30) 0.000	JUNCTION	1.28	8.77	0 00:25	0.106
Estructura - (31) 0.837	(31) 0.000	JUNCTION	1.36	10.13	0 00:25	0.113
Out-1Tubería - (27) 0.963	(27) 0.000	OUTFALL	1.52	11.65	0 00:26	0.126

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume 10^6 ltr
--------------	-------------------	-----------------	-----------------	--------------------------

ALDEIRE MOPU.rpt

```

-----
Out-1Tubería - (27)  100.00    11.63    11.65    0.963
-----
System                100.00    11.63    11.65    0.963
  
```

 Link Flow Summary

```

-----
Link                Type                Maximum |Flow|  Time of Max  Maximum  Max/  Max/
                  |Flow|  LPS  days hr:min  |Veloc|  Full  Full
                  |Flow|  LPS  days hr:min  |Veloc|  Flow  Depth
-----
Tubería - (19)     CONDUIT                0.72    0 00:22    0.27    0.01  0.05
Tubería - (20)     CONDUIT                1.62    0 00:22    0.40    0.01  0.07
Tubería - (21)     CONDUIT                2.64    0 00:23    0.48    0.02  0.09
Tubería - (22)     CONDUIT                3.57    0 00:24    0.38    0.04  0.13
Tubería - (23)     CONDUIT                4.91    0 00:24    0.42    0.05  0.15
Tubería - (24)     CONDUIT                6.21    0 00:24    0.43    0.03  0.13
Tubería - (25)     CONDUIT                7.49    0 00:25    0.45    0.03  0.11
Tubería - (26)     CONDUIT                8.77    0 00:25    0.47    0.03  0.12
Tubería - (27)     CONDUIT               10.13    0 00:26    0.49    0.03  0.13
  
```

 Conduit Surcharge Summary

No conduits were surcharged.

Analysis begun on: Thu Nov 29 17:19:56 2018
 Analysis ended on: Thu Nov 29 17:19:56 2018
 Total elapsed time: < 1 sec

ALDEIRE_CIsabelIII.rpt

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

 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (22)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (23)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (24)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (25)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (26)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (27)

 Element Count

Number of rain gages 0
 Number of subcatchments ... 0
 Number of nodes 10
 Number of links 9
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

 Node Summary

External Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	Inflow
Estructura - (23)	JUNCTION	1266.30	3.70	0.0	Yes
Estructura - (24)	JUNCTION	1266.18	3.58	0.0	Yes
Estructura - (25)	JUNCTION	1265.18	4.03	0.0	Yes
Estructura - (26)	JUNCTION	1264.21	4.56	0.0	Yes
Estructura - (27)	JUNCTION	1263.28	3.88	0.0	Yes
Estructura - (28)	JUNCTION	1262.22	4.23	0.0	Yes
Estructura - (29)	JUNCTION	1261.12	4.68	0.0	Yes
Estructura - (30)	JUNCTION	1260.47	3.82	0.0	Yes
Estructura - (31)	JUNCTION	1259.41	3.91	0.0	Yes
Out-1Tubería - (27)	OUTFALL	1259.41	0.60	0.0	Yes

 Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length
%Slope Roughness				
Tubería - (19)	Estructura - (23)	Estructura - (24)	CONDUIT	23.2

ALDEIRE_CIsabelIII.rpt

0.5000	0.0150	Tubería - (20)	Estructura - (24)	Estructura - (25)	CONDUIT	21.1
0.4842	0.0120	Tubería - (21)	Estructura - (25)	Estructura - (26)	CONDUIT	22.5
0.5000	0.0120	Tubería - (22)	Estructura - (26)	Estructura - (27)	CONDUIT	22.7
0.2000	0.0120	Tubería - (23)	Estructura - (27)	Estructura - (28)	CONDUIT	17.1
0.2000	0.0120	Tubería - (24)	Estructura - (28)	Estructura - (29)	CONDUIT	16.0
0.2000	0.0120	Tubería - (25)	Estructura - (29)	Estructura - (30)	CONDUIT	13.9
0.2000	0.0120	Tubería - (26)	Estructura - (30)	Estructura - (31)	CONDUIT	13.7
0.2000	0.0120	Tubería - (27)	Estructura - (31)	Out-1Tubería - (27)	CONDUIT	13.8
0.2000	0.0120					

 Cross Section Summary

of	Full		Full	Full	Hyd.	Max.	No.
Barrels	Conduit	Shape	Depth	Area	Rad.	Width	
	Flow						
1	Tubería - (19)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	127.63						
1	Tubería - (20)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	156.99						
1	Tubería - (21)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	159.54						
1	Tubería - (22)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	100.90						
1	Tubería - (23)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	100.90						
1	Tubería - (24)	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	
	182.95						
1	Tubería - (25)	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	
	297.50						
1	Tubería - (26)	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	
	297.50						
1	Tubería - (27)	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	
	297.50						

 NOTE: The summary statistics displayed in this report are

ALDEIRE_CIsabelIII.rpt

based on results found at every computational time step,
not just on results from each reporting time step.

Analysis Options

Flow Units LPS

Process Models:

Rainfall/Runoff NO

RDII NO

Snowmelt NO

Groundwater NO

Flow Routing YES

Ponding Allowed YES

Water Quality NO

Flow Routing Method KINWAVE

Starting Date 11/29/2018 00:00:00

Ending Date 11/29/2018 23:00:00

Antecedent Dry Days 0.0

Report Time Step 00:05:00

Routing Time Step 30.00 sec

Control Actions Taken

	Volume hectare-m	Volume 10 ⁶ ltr
	-----	-----
Flow Routing Continuity		
Dry Weather Inflow	0.061	0.614
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.004	0.044
External Outflow	0.066	0.657
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.000	0.001
Continuity Error (%)	0.000	

Highest Flow Instability Indexes

All links are stable.

ALDEIRE_CIsabelIII.rpt

 Routing Time Step Summary

Minimum Time Step : 30.00 sec
 Average Time Step : 30.00 sec
 Maximum Time Step : 30.00 sec
 Percent in Steady State : 0.00
 Average Iterations per Step : 1.01
 Percent Not Converging : 0.00

 Node Depth Summary

--

Reported		Average	Maximum	Maximum	Time of Max	
Depth		Depth	Depth	HGL	Occurrence	Max
Node	Type	Meters	Meters	Meters	days hr:min	
Meters						

--						
0.02	Estructura - (23)	JUNCTION	0.02	0.02	1266.32	0 00:00
0.03	Estructura - (24)	JUNCTION	0.03	0.03	1266.21	0 00:25
0.93	Estructura - (25)	JUNCTION	0.93	0.93	1266.11	0 00:25
0.90	Estructura - (26)	JUNCTION	0.90	0.90	1265.10	0 00:26
0.97	Estructura - (27)	JUNCTION	0.97	0.97	1264.25	0 00:26
1.11	Estructura - (28)	JUNCTION	1.11	1.11	1263.33	0 00:26
1.15	Estructura - (29)	JUNCTION	1.15	1.15	1262.27	0 00:28
0.70	Estructura - (30)	JUNCTION	0.70	0.70	1261.17	0 00:27
1.12	Estructura - (31)	JUNCTION	1.12	1.12	1260.53	0 00:29
0.06	Out-1Tubería - (27)	OUTFALL	0.06	0.06	1259.47	0 00:29

 Node Inflow Summary

Total Inflow Volume Node 10^6 ltr	Flow Balance Error Percent	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Lateral Inflow Volume 10^6 ltr
Estructura - (23) 0.0331	0.000	JUNCTION	0.40	0.40	0 00:00	0.0331
Estructura - (24) 0.151	0.000	JUNCTION	1.43	1.83	0 00:25	0.118
Estructura - (25) 0.203	0.000	JUNCTION	0.62	2.45	0 00:26	0.0513
Estructura - (26) 0.248	0.000	JUNCTION	0.55	3.00	0 00:27	0.0455
Estructura - (27) 0.293	0.000	JUNCTION	0.55	3.55	0 00:28	0.0455
Estructura - (28) 0.365	0.000	JUNCTION	0.86	4.41	0 00:28	0.0712
Estructura - (29) 0.433	0.000	JUNCTION	0.83	5.24	0 00:29	0.0687
Estructura - (30) 0.501	0.000	JUNCTION	0.82	6.06	0 00:29	0.0679
Estructura - (31) 0.573	0.000	JUNCTION	0.88	6.94	0 00:30	0.0729
Out-1Tubería - (27) 0.657	0.000	OUTFALL	1.01	7.95	0 00:29	0.0836

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume 10^6 ltr
--------------	-------------------	-----------------	-----------------	--------------------------

ALDEIRE_CIsabelIII.rpt

```

-----
Out-1Tubería - (27)  100.00    7.93    7.95    0.657
-----
System                100.00    7.93    7.95    0.657
  
```

 Link Flow Summary

```

-----
Link                Type                Maximum |Flow|  Time of Max  Maximum  Max/  Max/
                  |Flow|  LPS  days hr:min  |Veloc|  Full  Full
                  |Flow|  LPS  days hr:min  |Veloc|  Flow  Depth
-----
Tubería - (19)     CONDUIT                0.40    0 00:25    0.23    0.00    0.04
Tubería - (20)     CONDUIT                1.83    0 00:26    0.42    0.01    0.08
Tubería - (21)     CONDUIT                2.45    0 00:27    0.47    0.02    0.09
Tubería - (22)     CONDUIT                3.00    0 00:28    0.36    0.03    0.12
Tubería - (23)     CONDUIT                3.55    0 00:28    0.38    0.04    0.13
Tubería - (24)     CONDUIT                4.41    0 00:29    0.39    0.02    0.11
Tubería - (25)     CONDUIT                5.24    0 00:29    0.40    0.02    0.09
Tubería - (26)     CONDUIT                6.06    0 00:30    0.42    0.02    0.10
Tubería - (27)     CONDUIT                6.94    0 00:29    0.44    0.02    0.10
  
```

 Conduit Surcharge Summary

No conduits were surcharged.

Analysis begun on: Thu Nov 29 17:27:54 2018
 Analysis ended on: Thu Nov 29 17:27:54 2018
 Total elapsed time: < 1 sec

ALDEIRE_SyK.rpt

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

 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (22)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (23)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (24)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (25)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (26)
 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (27)

Element Count

Number of rain gages 0
 Number of subcatchments ... 0
 Number of nodes 10
 Number of links 9
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

Node Summary

External Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	Inflow
Estructura - (23)	JUNCTION	1266.30	3.70	0.0	Yes
Estructura - (24)	JUNCTION	1266.18	3.58	0.0	Yes
Estructura - (25)	JUNCTION	1265.18	4.03	0.0	Yes
Estructura - (26)	JUNCTION	1264.21	4.56	0.0	Yes
Estructura - (27)	JUNCTION	1263.28	3.88	0.0	Yes
Estructura - (28)	JUNCTION	1262.22	4.23	0.0	Yes
Estructura - (29)	JUNCTION	1261.12	4.68	0.0	Yes
Estructura - (30)	JUNCTION	1260.47	3.82	0.0	Yes
Estructura - (31)	JUNCTION	1259.41	3.91	0.0	Yes
Out-1Tubería - (27)	OUTFALL	1259.41	0.60	0.0	Yes

Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length
------	-----------	---------	------	--------

%Slope Roughness

 Tubería - (19) Estructura - (23) Estructura - (24) CONDUIT 23.2

ALDEIRE_SyK.rpt

0.5000	0.0150					
Tubería - (20)	Estructura - (24)	Estructura - (25)	CONDUIT			21.1
0.4842	0.0120					
Tubería - (21)	Estructura - (25)	Estructura - (26)	CONDUIT			22.5
0.5000	0.0120					
Tubería - (22)	Estructura - (26)	Estructura - (27)	CONDUIT			22.7
0.2000	0.0120					
Tubería - (23)	Estructura - (27)	Estructura - (28)	CONDUIT			17.1
0.2000	0.0120					
Tubería - (24)	Estructura - (28)	Estructura - (29)	CONDUIT			16.0
0.2000	0.0120					
Tubería - (25)	Estructura - (29)	Estructura - (30)	CONDUIT			13.9
0.2000	0.0120					
Tubería - (26)	Estructura - (30)	Estructura - (31)	CONDUIT			13.7
0.2000	0.0120					
Tubería - (27)	Estructura - (31)	Out-1Tubería - (27)	CONDUIT			13.8
0.2000	0.0120					

 Cross Section Summary

of	Full		Full	Full	Hyd.	Max.	No.
Barrels	Conduit	Shape	Depth	Area	Rad.	Width	
	Flow						

1	Tubería - (19)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	127.63						
1	Tubería - (20)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	156.99						
1	Tubería - (21)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	159.54						
1	Tubería - (22)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	100.90						
1	Tubería - (23)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	100.90						
1	Tubería - (24)	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	
	182.95						
1	Tubería - (25)	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	
	297.50						
1	Tubería - (26)	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	
	297.50						
1	Tubería - (27)	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	
	297.50						

 NOTE: The summary statistics displayed in this report are

ALDEIRE_SyK.rpt

based on results found at every computational time step,
not just on results from each reporting time step.

Analysis Options

Flow Units LPS

Process Models:

- Rainfall/Runoff NO
- RDII NO
- Snowmelt NO
- Groundwater NO
- Flow Routing YES
- Ponding Allowed YES
- Water Quality NO

Flow Routing Method KINWAVE

Starting Date 11/29/2018 00:00:00

Ending Date 11/29/2018 23:00:00

Antecedent Dry Days 0.0

Report Time Step 00:05:00

Routing Time Step 30.00 sec

Control Actions Taken

	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10 ⁶ ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.041	0.409
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	0.041	0.408
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.000	0.001
Continuity Error (%)	-0.013	

Highest Flow Instability Indexes

All links are stable.

 Routing Time Step Summary

Minimum Time Step : 30.00 sec
 Average Time Step : 30.00 sec
 Maximum Time Step : 30.00 sec
 Percent in Steady State : 0.00
 Average Iterations per Step : 1.00
 Percent Not Converging : 0.00

 Node Depth Summary

--

Reported		Average	Maximum	Maximum	Time of Max	
Depth		Depth	Depth	HGL	Occurrence	Max
Node	Type	Meters	Meters	Meters	days hr:min	
Meters						

--						
0.01	Estructura - (23)	JUNCTION	0.01	0.01	1266.31	0 00:00
0.02	Estructura - (24)	JUNCTION	0.02	0.02	1266.20	0 00:38
0.92	Estructura - (25)	JUNCTION	0.92	0.92	1266.10	0 00:34
0.88	Estructura - (26)	JUNCTION	0.88	0.88	1265.09	0 00:34
0.96	Estructura - (27)	JUNCTION	0.96	0.96	1264.24	0 00:36
1.10	Estructura - (28)	JUNCTION	1.10	1.10	1263.32	0 00:36
1.14	Estructura - (29)	JUNCTION	1.14	1.14	1262.26	0 00:35
0.69	Estructura - (30)	JUNCTION	0.69	0.69	1261.16	0 00:36
1.10	Estructura - (31)	JUNCTION	1.10	1.10	1260.51	0 00:36
0.05	Out-1Tubería - (27)	OUTFALL	0.05	0.05	1259.46	0 00:43

 Node Inflow Summary

Total Inflow Volume Node 10^6 ltr	Flow Balance Error Percent	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Lateral Inflow Volume 10^6 ltr
Estructura - (23) 0.0116	(23) 0.000	JUNCTION	0.14	0.14	0 00:00	0.0116
Estructura - (24) 0.0439	(24) 0.000	JUNCTION	0.39	0.53	0 00:38	0.0323
Estructura - (25) 0.0803	(25) 0.000	JUNCTION	0.44	0.97	0 00:40	0.0364
Estructura - (26) 0.113	(26) 0.000	JUNCTION	0.40	1.37	0 00:41	0.0331
Estructura - (27) 0.16	(27) 0.000	JUNCTION	0.57	1.94	0 00:41	0.0472
Estructura - (28) 0.207	(28) 0.000	JUNCTION	0.56	2.50	0 00:42	0.0464
Estructura - (29) 0.253	(29) 0.000	JUNCTION	0.56	3.06	0 00:42	0.0464
Estructura - (30) 0.301	(30) 0.000	JUNCTION	0.58	3.64	0 00:43	0.048
Estructura - (31) 0.354	(31) 0.000	JUNCTION	0.65	4.29	0 00:43	0.0538
Out-1Tubería - (27) 0.408	(27) 0.000	OUTFALL	0.65	4.94	0 00:50	0.0538

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume 10^6 ltr
--------------	-------------------	-----------------	-----------------	--------------------------

ALDEIRE_SyK.rpt

```

-----
Out-1Tubería - (27)  100.00    4.93    4.94    0.408
-----
System                100.00    4.93    4.94    0.408
  
```

 Link Flow Summary

```

-----
Link                Type                Maximum |Flow|  Time of Max  Maximum  Max/  Max/
                  |Flow|  LPS      days hr:min |Veloc|  Full  Full
                  |Flow|  LPS      days hr:min |Veloc|  Flow  Depth
-----
Tubería - (19)     CONDUIT                0.14    0  00:38    0.17    0.00  0.03
Tubería - (20)     CONDUIT                0.53    0  00:40    0.29    0.00  0.04
Tubería - (21)     CONDUIT                0.97    0  00:41    0.35    0.01  0.06
Tubería - (22)     CONDUIT                1.37    0  00:41    0.28    0.01  0.08
Tubería - (23)     CONDUIT                1.94    0  00:42    0.32    0.02  0.10
Tubería - (24)     CONDUIT                2.50    0  00:42    0.33    0.01  0.08
Tubería - (25)     CONDUIT                3.06    0  00:43    0.34    0.01  0.07
Tubería - (26)     CONDUIT                3.64    0  00:43    0.36    0.01  0.08
Tubería - (27)     CONDUIT                4.29    0  00:50    0.38    0.01  0.08
  
```

 Conduit Surcharge Summary

No conduits were surcharged.

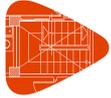
Analysis begun on: Thu Nov 29 17:13:34 2018
 Analysis ended on: Thu Nov 29 17:13:35 2018
 Total elapsed time: 00:00:01

11.4 RESULTADOS DEL NÚCLEO URBANO DE EL TROBAL (SEVILLA)

A continuación se presentan los resultados del análisis hidráulico con las herramientas informáticas seleccionadas.

ANEXO IV. RESULTADOS EL TROBAL

1 CYPE



1. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE SANEAMIENTO

- Título: EITrobal24

La velocidad de la instalación deberá quedar por encima del mínimo establecido, para evitar sedimentación, incrustaciones y estancamiento, y por debajo del máximo, para que no se produzca erosión.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

Los materiales utilizados para esta instalación son:

A 4000 TUBO HM - Coeficiente de Manning: 0.01300

Descripción	Geometría	Dimensión	Diámetros mm
DN400	Circular	Diámetro	396.0
DN500	Circular	Diámetro	495.0

El diámetro a utilizar se calculará de forma que la velocidad en la conducción no exceda la velocidad máxima y supere la velocidad mínima establecidas para el cálculo.

3. DESCRIPCIÓN DE TERRENOS

Las características de los terrenos a excavar se detallan a continuación.

Descripción	Lecho cm	Relleno cm	Ancho mínimo cm	Distancia lateral cm	Talud
Terrenos sueltos	20	20	70	25	2/1

4. FORMULACIÓN

Para el cálculo de conducciones de saneamiento, se emplea la fórmula de Manning - Strickler.

$$Q = \frac{A \cdot Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

$$v = \frac{Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

donde:

- Q es el caudal en m³/s
- v es la velocidad del fluido en m/s
- A es la sección de la lámina de fluido (m²).
- Rh es el radio hidráulico de la lámina de fluido (m).
- So es la pendiente de la solera del canal (desnivel por longitud de conducción).
- n es el coeficiente de Manning.



5. COMBINACIONES

A continuación se detallan las hipótesis utilizadas en los aportes, y las combinaciones que se han realizado ponderando los valores consignados para cada hipótesis.

Combinación	Hipótesis Fecales	Hipótesis Pluviales
Fecales	1.00	0.00
Fecales+Pluviales	1.00	1.00

6. RESULTADOS

6.1 Listado de nudos

Combinación: Fecales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS1	9.26	1.40	0.84	
PS2	9.36	2.00	0.84	
PS3	9.35	2.50	0.84	
PS4	9.55	3.50	0.84	
PS5	9.72	4.50	0.84	
SM1	10.01	5.00	4.20	

Combinación: Fecales+Pluviales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS1	9.26	1.40	48.77	
PS2	9.36	2.00	53.59	
PS3	9.35	2.50	51.18	
PS4	9.55	3.50	49.97	
PS5	9.72	4.50	51.18	
SM1	10.01	5.00	254.69	

6.2 Listado de tramos

Valores negativos en caudal o velocidad indican que el sentido de circulación es de nudo final a nudo de inicio.

Combinación: Fecales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS1	PS2	18.99	DN400	1.00	0.84	18.48	0.40	Vel.mín.
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	1.68	25.58	0.50	
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	2.52	31.00	0.56	
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	3.36	32.75	0.62	Vel.máx.
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	4.20	40.43	0.56	



Combinación: Fecales+Pluviales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS1	PS2	18.99	DN400	1.00	48.77	132.24	1.35	Vel.mín. Vel.máx.
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	102.36	199.14	1.65	
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	153.54	257.99	1.81	
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	203.51	255.63	2.03	
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	254.69	343.02	1.79	

7. ENVOLVENTE

Se indican los máximos de los valores absolutos.

Envolvente de máximos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS1	PS2	18.99	DN400	1.00	48.77	132.24	1.35
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	102.36	199.14	1.65
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	153.54	257.99	1.81
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	203.51	255.63	2.03
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	254.69	343.02	1.79

Se indican los mínimos de los valores absolutos.

Envolvente de mínimos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS1	PS2	18.99	DN400	1.00	0.84	18.48	0.40
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	1.68	25.58	0.50
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	2.52	31.00	0.56
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	3.36	32.75	0.62
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	4.20	40.43	0.56

8. MEDICIÓN

A continuación se detallan las longitudes totales de los materiales utilizados en la instalación.

A 4000 TUBO HM

Descripción	Longitud m
DN400	79.12
DN500	59.88

9. MEDICIÓN EXCAVACIÓN

Los volúmenes de tierra removidos para la ejecución de la obra son:

Descripción	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³
Terrenos sueltos	3430.89	285.16	3124.47
Total	3430.89	285.16	3124.47



Listado general de la instalación

EITrobal24

Fecha: 29/11/18

Volumen de tierras por tramos

Inicio	Final	Terreno Inicio m	Terreno Final m	Longitud m	Prof. Inicio m	Prof. Final m	Ancho fondo cm	Talud	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³	Superficie pavimento m ²
PS1	PS2	9.06	9.16	18.99	1.40	1.69	90.00	2/1	116.76	35.32	79.09	134.12
PS2	PS3	9.16	9.15	30.00	2.00	2.29	90.00	2/1	334.38	55.81	274.87	284.39
PS3	PS4	9.15	9.35	30.13	2.50	3.00	90.00	2/1	531.40	56.04	471.65	358.46
PS4	PS5	9.35	9.52	30.02	3.50	4.00	100.00	2/1	957.90	69.17	882.95	480.20
PS5	SM1	9.52	9.81	29.86	4.50	5.00	100.00	2/1	1490.46	68.81	1415.90	597.18

Número de pozos por profundidades

Profundidad m	Número de pozos
1.40	1
2.00	1
2.50	1
3.50	1
4.50	1
5.00	1
Total	6



1. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE SANEAMIENTO

- Título: EITrobalASCE

La velocidad de la instalación deberá quedar por encima del mínimo establecido, para evitar sedimentación, incrustaciones y estancamiento, y por debajo del máximo, para que no se produzca erosión.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

Los materiales utilizados para esta instalación son:

A 4000 TUBO HM - Coeficiente de Manning: 0.01300

Descripción	Geometría	Dimensión	Diámetros mm
DN400	Circular	Diámetro	396.0
DN500	Circular	Diámetro	495.0

El diámetro a utilizar se calculará de forma que la velocidad en la conducción no exceda la velocidad máxima y supere la velocidad mínima establecidas para el cálculo.

3. DESCRIPCIÓN DE TERRENOS

Las características de los terrenos a excavar se detallan a continuación.

Descripción	Lecho cm	Relleno cm	Ancho mínimo cm	Distancia lateral cm	Talud
Terrenos sueltos	20	20	70	25	2/1

4. FORMULACIÓN

Para el cálculo de conducciones de saneamiento, se emplea la fórmula de Manning - Strickler.

$$Q = \frac{A \cdot Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

$$v = \frac{Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

donde:

- Q es el caudal en m³/s
- v es la velocidad del fluido en m/s
- A es la sección de la lámina de fluido (m²).
- Rh es el radio hidráulico de la lámina de fluido (m).
- So es la pendiente de la solera del canal (desnivel por longitud de conducción).
- n es el coeficiente de Manning.



5. COMBINACIONES

A continuación se detallan las hipótesis utilizadas en los aportes, y las combinaciones que se han realizado ponderando los valores consignados para cada hipótesis.

Combinación	Hipótesis Fecales	Hipótesis Pluviales
Fecales	1.00	0.00
Fecales+Pluviales	1.00	1.00

6. RESULTADOS

6.1 Listado de nudos

Combinación: Fecales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS1	9.26	1.40	1.39	
PS2	9.36	2.00	1.39	
PS3	9.35	2.50	1.39	
PS4	9.55	3.50	1.39	
PS5	9.72	4.50	1.39	
SM1	10.01	5.00	6.95	

Combinación: Fecales+Pluviales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS1	9.26	1.40	49.32	
PS2	9.36	2.00	54.14	
PS3	9.35	2.50	51.73	
PS4	9.55	3.50	50.52	
PS5	9.72	4.50	51.73	
SM1	10.01	5.00	257.44	

6.2 Listado de tramos

Valores negativos en caudal o velocidad indican que el sentido de circulación es de nudo final a nudo de inicio.

Combinación: Fecales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS1	PS2	18.99	DN400	1.50	1.39	21.28	0.54	Vel.mín.
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	2.78	32.44	0.58	
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	4.17	39.36	0.66	
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	5.56	41.53	0.72	Vel.máx.
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	6.95	51.34	0.66	



Combinación: Fecales+Pluviales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS1	PS2	18.99	DN400	1.50	49.32	119.68	1.57	Vel.mín.
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	103.46	200.40	1.65	
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	155.19	259.94	1.81	
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	205.71	257.28	2.04	Vel.máx.
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	257.44	345.83	1.79	

7. ENVOLVENTE

Se indican los máximos de los valores absolutos.

Envolvente de máximos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS1	PS2	18.99	DN400	1.50	49.32	119.68	1.57
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	103.46	200.40	1.65
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	155.19	259.94	1.81
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	205.71	257.28	2.04
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	257.44	345.83	1.79

Se indican los mínimos de los valores absolutos.

Envolvente de mínimos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS1	PS2	18.99	DN400	1.50	1.39	21.28	0.54
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	2.78	32.44	0.58
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	4.17	39.36	0.66
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	5.56	41.53	0.72
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	6.95	51.34	0.66

8. MEDICIÓN

A continuación se detallan las longitudes totales de los materiales utilizados en la instalación.

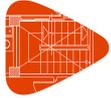
A 4000 TUBO HM

Descripción	Longitud m
DN400	79.12
DN500	59.88

9. MEDICIÓN EXCAVACIÓN

Los volúmenes de tierra removidos para la ejecución de la obra son:

Descripción	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zehorras m ³
Terrenos sueltos	3437.54	285.16	3131.11
Total	3437.54	285.16	3131.11



Listado general de la instalación

EITrobalASCE

Fecha: 29/11/18

Volumen de tierras por tramos

Inicio	Final	Terreno Inicio m	Terreno Final m	Longitud m	Prof. Inicio m	Prof. Final m	Ancho fondo cm	Talud	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³	Superficie pavimento m ²
PS1	PS2	9.06	9.16	18.99	1.40	1.78	90.00	2/1	123.40	35.32	85.74	137.72
PS2	PS3	9.16	9.15	30.00	2.00	2.29	90.00	2/1	334.38	55.81	274.87	284.39
PS3	PS4	9.15	9.35	30.13	2.50	3.00	90.00	2/1	531.40	56.04	471.65	358.46
PS4	PS5	9.35	9.52	30.02	3.50	4.00	100.00	2/1	957.90	69.17	882.95	480.20
PS5	SM1	9.52	9.81	29.86	4.50	5.00	100.00	2/1	1490.46	68.81	1415.90	597.18

Número de pozos por profundidades

Profundidad m	Número de pozos
1.40	1
2.00	1
2.50	1
3.50	1
4.50	1
5.00	1
Total	6



1. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE SANEAMIENTO

- Título: EITrobalCISII

La velocidad de la instalación deberá quedar por encima del mínimo establecido, para evitar sedimentación, incrustaciones y estancamiento, y por debajo del máximo, para que no se produzca erosión.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

Los materiales utilizados para esta instalación son:

A 4000 TUBO HM - Coeficiente de Manning: 0.01300

Descripción	Geometría	Dimensión	Diámetros mm
DN400	Circular	Diámetro	396.0
DN500	Circular	Diámetro	495.0

El diámetro a utilizar se calculará de forma que la velocidad en la conducción no exceda la velocidad máxima y supere la velocidad mínima establecidas para el cálculo.

3. DESCRIPCIÓN DE TERRENOS

Las características de los terrenos a excavar se detallan a continuación.

Descripción	Lecho cm	Relleno cm	Ancho mínimo cm	Distancia lateral cm	Talud
Terrenos sueltos	20	20	70	25	2/1

4. FORMULACIÓN

Para el cálculo de conducciones de saneamiento, se emplea la fórmula de Manning - Strickler.

$$Q = \frac{A \cdot Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

$$v = \frac{Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

donde:

- Q es el caudal en m³/s
- v es la velocidad del fluido en m/s
- A es la sección de la lámina de fluido (m²).
- Rh es el radio hidráulico de la lámina de fluido (m).
- So es la pendiente de la solera del canal (desnivel por longitud de conducción).
- n es el coeficiente de Manning.



5. COMBINACIONES

A continuación se detallan las hipótesis utilizadas en los aportes, y las combinaciones que se han realizado ponderando los valores consignados para cada hipótesis.

Combinación	Hipótesis Fecales	Hipótesis Pluviales
Fecales	1.00	0.00
Fecales+Pluviales	1.00	1.00

6. RESULTADOS

6.1 Listado de nudos

Combinación: Fecales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS1	9.26	1.40	1.05	
PS2	9.36	2.00	1.05	
PS3	9.35	2.50	1.05	
PS4	9.55	3.50	1.05	
PS5	9.72	4.50	1.05	
SM1	10.01	5.00	5.25	

Combinación: Fecales+Pluviales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS1	9.26	1.40	48.98	
PS2	9.36	2.00	53.80	
PS3	9.35	2.50	51.39	
PS4	9.55	3.50	50.18	
PS5	9.72	4.50	51.39	
SM1	10.01	5.00	255.74	

6.2 Listado de tramos

Valores negativos en caudal o velocidad indican que el sentido de circulación es de nudo final a nudo de inicio.

Combinación: Fecales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS1	PS2	18.99	DN400	1.50	1.05	18.66	0.50	Vel.mín.
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	2.10	28.41	0.53	
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	3.15	34.45	0.60	
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	4.20	36.38	0.66	Vel.máx.
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	5.25	44.93	0.60	



Listado general de la instalación

EITrobalCISII

Fecha: 29/11/18

Combinación: Fecales+Pluviales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS1	PS2	18.99	DN400	1.50	48.98	119.25	1.57	Vel.mín.
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	102.78	199.62	1.65	
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	154.17	258.74	1.81	
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	204.35	256.26	2.03	Vel.máx.
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	255.74	344.09	1.79	

7. ENVOLVENTE

Se indican los máximos de los valores absolutos.

Envolvente de máximos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS1	PS2	18.99	DN400	1.50	48.98	119.25	1.57
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	102.78	199.62	1.65
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	154.17	258.74	1.81
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	204.35	256.26	2.03
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	255.74	344.09	1.79

Se indican los mínimos de los valores absolutos.

Envolvente de mínimos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS1	PS2	18.99	DN400	1.50	1.05	18.66	0.50
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	2.10	28.41	0.53
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	3.15	34.45	0.60
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	4.20	36.38	0.66
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	5.25	44.93	0.60

8. MEDICIÓN

A continuación se detallan las longitudes totales de los materiales utilizados en la instalación.

A 4000 TUBO HM

Descripción	Longitud m
DN400	79.12
DN500	59.88

9. MEDICIÓN EXCAVACIÓN

Los volúmenes de tierra removidos para la ejecución de la obra son:

Descripción	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zehorras m ³
Terrenos sueltos	3437.54	285.16	3131.11
Total	3437.54	285.16	3131.11



Listado general de la instalación

EITrobalCISII

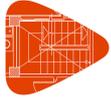
Fecha: 29/11/18

Volumen de tierras por tramos

Inicio	Final	Terreno Inicio m	Terreno Final m	Longitud m	Prof. Inicio m	Prof. Final m	Ancho fondo cm	Talud	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³	Superficie pavimento m ²
PS1	PS2	9.06	9.16	18.99	1.40	1.78	90.00	2/1	123.40	35.32	85.74	137.72
PS2	PS3	9.16	9.15	30.00	2.00	2.29	90.00	2/1	334.38	55.81	274.87	284.39
PS3	PS4	9.15	9.35	30.13	2.50	3.00	90.00	2/1	531.40	56.04	471.65	358.46
PS4	PS5	9.35	9.52	30.02	3.50	4.00	100.00	2/1	957.90	69.17	882.95	480.20
PS5	SM1	9.52	9.81	29.86	4.50	5.00	100.00	2/1	1490.46	68.81	1415.90	597.18

Número de pozos por profundidades

Profundidad m	Número de pozos
1.40	1
2.00	1
2.50	1
3.50	1
4.50	1
5.00	1
Total	6



1. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE SANEAMIENTO

- Título: EITrobalMOPU

La velocidad de la instalación deberá quedar por encima del mínimo establecido, para evitar sedimentación, incrustaciones y estancamiento, y por debajo del máximo, para que no se produzca erosión.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

Los materiales utilizados para esta instalación son:

A 4000 TUBO HM - Coeficiente de Manning: 0.01300

Descripción	Geometría	Dimensión	Diámetros mm
DN400	Circular	Diámetro	396.0
DN500	Circular	Diámetro	495.0

El diámetro a utilizar se calculará de forma que la velocidad en la conducción no exceda la velocidad máxima y supere la velocidad mínima establecidas para el cálculo.

3. DESCRIPCIÓN DE TERRENOS

Las características de los terrenos a excavar se detallan a continuación.

Descripción	Lecho cm	Relleno cm	Ancho mínimo cm	Distancia lateral cm	Talud
Terrenos sueltos	20	20	70	25	2/1

4. FORMULACIÓN

Para el cálculo de conducciones de saneamiento, se emplea la fórmula de Manning - Strickler.

$$Q = \frac{A \cdot Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

$$v = \frac{Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

donde:

- Q es el caudal en m³/s
- v es la velocidad del fluido en m/s
- A es la sección de la lámina de fluido (m²).
- Rh es el radio hidráulico de la lámina de fluido (m).
- So es la pendiente de la solera del canal (desnivel por longitud de conducción).
- n es el coeficiente de Manning.



5. COMBINACIONES

A continuación se detallan las hipótesis utilizadas en los aportes, y las combinaciones que se han realizado ponderando los valores consignados para cada hipótesis.

Combinación	Hipótesis Fecales	Hipótesis Pluviales
Fecales	1.00	0.00
Fecales+Pluviales	1.00	1.00

6. RESULTADOS

6.1 Listado de nudos

Combinación: Fecales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS1	9.26	1.40	1.57	
PS2	9.36	2.00	1.57	
PS3	9.35	2.50	1.57	
PS4	9.55	3.50	1.57	
PS5	9.72	4.50	1.57	
SM1	10.01	5.00	7.85	

Combinación: Fecales+Pluviales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS1	9.26	1.40	49.50	
PS2	9.36	2.00	54.32	
PS3	9.35	2.50	51.91	
PS4	9.55	3.50	50.70	
PS5	9.72	4.50	51.91	
SM1	10.01	5.00	258.34	

6.2 Listado de tramos

Valores negativos en caudal o velocidad indican que el sentido de circulación es de nudo final a nudo de inicio.

Combinación: Fecales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS1	PS2	18.99	DN400	1.50	1.57	22.53	0.56	Vel.mín.
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	3.14	34.36	0.60	
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	4.71	41.71	0.68	
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	6.28	44.00	0.75	Vel.máx.
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	7.85	54.42	0.68	



Listado general de la instalación

EITrobalMOPU

Fecha: 29/11/18

Combinación: Fecales+Pluviales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS1	PS2	18.99	DN400	1.50	49.50	119.90	1.57	Vel.mín. Vel.máx.
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	103.82	200.81	1.66	
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	155.73	260.58	1.81	
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	206.43	257.82	2.04	
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	258.34	346.75	1.79	

7. ENVOLVENTE

Se indican los máximos de los valores absolutos.

Envolvente de máximos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS1	PS2	18.99	DN400	1.50	49.50	119.90	1.57
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	103.82	200.81	1.66
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	155.73	260.58	1.81
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	206.43	257.82	2.04
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	258.34	346.75	1.79

Se indican los mínimos de los valores absolutos.

Envolvente de mínimos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS1	PS2	18.99	DN400	1.50	1.57	22.53	0.56
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	3.14	34.36	0.60
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	4.71	41.71	0.68
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	6.28	44.00	0.75
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	7.85	54.42	0.68

8. MEDICIÓN

A continuación se detallan las longitudes totales de los materiales utilizados en la instalación.

A 4000 TUBO HM

Descripción	Longitud m
DN400	79.12
DN500	59.88

9. MEDICIÓN EXCAVACIÓN

Los volúmenes de tierra removidos para la ejecución de la obra son:

Descripción	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³
Terrenos sueltos	3437.54	285.16	3131.11
Total	3437.54	285.16	3131.11



Listado general de la instalación

EITrobalMOPU

Fecha: 29/11/18

Volumen de tierras por tramos

Inicio	Final	Terreno Inicio m	Terreno Final m	Longitud m	Prof. Inicio m	Prof. Final m	Ancho fondo cm	Talud	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³	Superficie pavimento m ²
PS1	PS2	9.06	9.16	18.99	1.40	1.78	90.00	2/1	123.40	35.32	85.74	137.72
PS2	PS3	9.16	9.15	30.00	2.00	2.29	90.00	2/1	334.38	55.81	274.87	284.39
PS3	PS4	9.15	9.35	30.13	2.50	3.00	90.00	2/1	531.40	56.04	471.65	358.46
PS4	PS5	9.35	9.52	30.02	3.50	4.00	100.00	2/1	957.90	69.17	882.95	480.20
PS5	SM1	9.52	9.81	29.86	4.50	5.00	100.00	2/1	1490.46	68.81	1415.90	597.18

Número de pozos por profundidades

Profundidad m	Número de pozos
1.40	1
2.00	1
2.50	1
3.50	1
4.50	1
5.00	1
Total	6



1. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE SANEAMIENTO

- Título: EITrobalS&K

La velocidad de la instalación deberá quedar por encima del mínimo establecido, para evitar sedimentación, incrustaciones y estancamiento, y por debajo del máximo, para que no se produzca erosión.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

Los materiales utilizados para esta instalación son:

A 4000 TUBO HM - Coeficiente de Manning: 0.01300

Descripción	Geometría	Dimensión	Diámetros mm
DN400	Circular	Diámetro	396.0
DN500	Circular	Diámetro	495.0

El diámetro a utilizar se calculará de forma que la velocidad en la conducción no exceda la velocidad máxima y supere la velocidad mínima establecidas para el cálculo.

3. DESCRIPCIÓN DE TERRENOS

Las características de los terrenos a excavar se detallan a continuación.

Descripción	Lecho cm	Relleno cm	Ancho mínimo cm	Distancia lateral cm	Talud
Terrenos sueltos	20	20	70	25	2/1

4. FORMULACIÓN

Para el cálculo de conducciones de saneamiento, se emplea la fórmula de Manning - Strickler.

$$Q = \frac{A \cdot Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

$$v = \frac{Rh^{(2/3)} \cdot So^{(1/2)}}{n}$$

donde:

- Q es el caudal en m³/s
- v es la velocidad del fluido en m/s
- A es la sección de la lámina de fluido (m²).
- Rh es el radio hidráulico de la lámina de fluido (m).
- So es la pendiente de la solera del canal (desnivel por longitud de conducción).
- n es el coeficiente de Manning.



5. COMBINACIONES

A continuación se detallan las hipótesis utilizadas en los aportes, y las combinaciones que se han realizado ponderando los valores consignados para cada hipótesis.

Combinación	Hipótesis Fecales	Hipótesis Pluviales
Fecales	1.00	0.00
Fecales+Pluviales	1.00	1.00

6. RESULTADOS

6.1 Listado de nudos

Combinación: Fecales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS1	9.26	1.40	0.68	
PS2	9.36	2.00	0.68	
PS3	9.35	2.50	0.68	
PS4	9.55	3.50	0.68	
PS5	9.72	4.50	0.68	
SM1	10.01	5.00	3.40	

Combinación: Fecales+Pluviales

Nudo	Cota m	Prof. Pozo m	Caudal sim. l/s	Coment.
PS1	9.26	1.40	48.61	
PS2	9.36	2.00	53.43	
PS3	9.35	2.50	51.02	
PS4	9.55	3.50	49.81	
PS5	9.72	4.50	51.02	
SM1	10.01	5.00	253.89	

6.2 Listado de tramos

Valores negativos en caudal o velocidad indican que el sentido de circulación es de nudo final a nudo de inicio.

Combinación: Fecales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS1	PS2	18.99	DN400	1.50	0.68	15.23	0.44	Vel.mín.
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	1.36	23.16	0.47	
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	2.04	28.06	0.53	
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	2.72	29.65	0.58	Vel.máx.
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	3.40	36.58	0.53	



Listado general de la instalación

EITrobalS&K

Fecha: 29/11/18

Combinación: Fecales+Pluviales

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s	Coment.
PS1	PS2	18.99	DN400	1.50	48.61	118.78	1.56	Vel.mín.
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	102.04	198.77	1.65	
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	153.06	257.43	1.81	
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	202.87	255.15	2.03	Vel.máx.
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	253.89	342.21	1.79	

7. ENVOLVENTE

Se indican los máximos de los valores absolutos.

Envolvente de máximos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS1	PS2	18.99	DN400	1.50	48.61	118.78	1.56
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	102.04	198.77	1.65
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	153.06	257.43	1.81
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	202.87	255.15	2.03
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	253.89	342.21	1.79

Se indican los mínimos de los valores absolutos.

Envolvente de mínimos

Inicio	Final	Longitud m	Diámetros mm	Pendiente %	Caudal l/s	Calado mm	Velocidad m/s
PS1	PS2	18.99	DN400	1.50	0.68	15.23	0.44
PS2	PS3	30.00	DN400	1.00	1.36	23.16	0.47
PS3	PS4	30.13	DN400	1.00	2.04	28.06	0.53
PS4	PS5	30.02	DN500	1.10	2.72	29.65	0.58
PS5	SM1	29.86	DN500	0.70	3.40	36.58	0.53

8. MEDICIÓN

A continuación se detallan las longitudes totales de los materiales utilizados en la instalación.

A 4000 TUBO HM

Descripción	Longitud m
DN400	79.12
DN500	59.88

9. MEDICIÓN EXCAVACIÓN

Los volúmenes de tierra removidos para la ejecución de la obra son:

Descripción	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³
Terrenos sueltos	3437.54	285.16	3131.11
Total	3437.54	285.16	3131.11



Listado general de la instalación

EITrobalS&K

Fecha: 29/11/18

Volumen de tierras por tramos

Inicio	Final	Terreno Inicio m	Terreno Final m	Longitud m	Prof. Inicio m	Prof. Final m	Ancho fondo cm	Talud	Vol. excavado m ³	Vol. arenas m ³	Vol. zahorras m ³	Superficie pavimento m ²
PS1	PS2	9.06	9.16	18.99	1.40	1.78	90.00	2/1	123.40	35.32	85.74	137.72
PS2	PS3	9.16	9.15	30.00	2.00	2.29	90.00	2/1	334.38	55.81	274.87	284.39
PS3	PS4	9.15	9.35	30.13	2.50	3.00	90.00	2/1	531.40	56.04	471.65	358.46
PS4	PS5	9.35	9.52	30.02	3.50	4.00	100.00	2/1	957.90	69.17	882.95	480.20
PS5	SM1	9.52	9.81	29.86	4.50	5.00	100.00	2/1	1490.46	68.81	1415.90	597.18

Número de pozos por profundidades

Profundidad m	Número de pozos
1.40	1
2.00	1
2.50	1
3.50	1
4.50	1
5.00	1
Total	6

2 SWMM

24_Report.rpt

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 6
 Number of links 5
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

Node Summary

External Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	Inflow
Estructura - (4)	JUNCTION	-1.19	3.23	0.0	Yes
Estructura - (3)	JUNCTION	-0.57	2.60	0.0	Yes
Estructura - (2)	JUNCTION	-0.10	2.10	0.0	Yes
Estructura - (1)	JUNCTION	0.27	1.73	0.0	Yes
Estructura - (6)	JUNCTION	0.44	1.56	0.0	Yes
Out-1Tubería - (4)	OUTFALL	-1.34	0.40	0.0	Yes

Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length
Tubería - (4) 0.5000 0.0120	Estructura - (4)	Out-1Tubería - (4)	CONDUIT	30.0
Tubería - (3) 0.5000 0.0120	Estructura - (3)	Estructura - (4)	CONDUIT	30.0
Tubería - (2) 0.5000 0.0120	Estructura - (2)	Estructura - (3)	CONDUIT	30.0
Tubería - (1) 0.5000 0.0120	Estructura - (1)	Estructura - (2)	CONDUIT	30.0
Tubería - (5) 0.5000 0.0120	Estructura - (6)	Estructura - (1)	CONDUIT	19.0

 Cross Section Summary

of	Full		Full	Full	Hyd.	Max.	No.
Barrels	Conduit	Shape	Depth	Area	Rad.	Width	
	Flow						
1	Tubería - (4) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Tubería - (3) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Tubería - (2) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Tubería - (1) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Tubería - (5) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	

 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 LPS
 Process Models:
 Rainfall/Runoff NO
 RDII NO
 Snowmelt NO
 Groundwater NO
 Flow Routing YES
 Ponding Allowed YES
 Water Quality NO
 Flow Routing Method KINWAVE
 Starting Date 11/29/2018 00:00:00
 Ending Date 11/29/2018 23:00:00
 Antecedent Dry Days 0.0
 Report Time Step 00:05:00
 Routing Time Step 30.00 sec

 Control Actions Taken

	Volume hectare-m	Volume 10 ⁶ ltr
Flow Routing Continuity		
Dry Weather Inflow	0.042	0.417
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	0.042	0.417
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.000	0.001
Continuity Error (%)	-0.012	

 Highest Flow Instability Indexes

 All links are stable.

 Routing Time Step Summary

 Minimum Time Step : 30.00 sec
 Average Time Step : 30.00 sec
 Maximum Time Step : 30.00 sec
 Percent in Steady State : 0.00
 Average Iterations per Step : 1.00
 Percent Not Converging : 0.00

 Node Depth Summary

Reported	Average	Maximum	Maximum	Time of Max	
Depth	Depth	Depth	HGL	Occurrence	Max
Node	Type	Meters	Meters	Meters	days hr:min
Meters					

24_Report.rpt

```
--
Estructura - (4)   JUNCTION   0.52   0.52   -0.68   0  00:21
0.52
Estructura - (3)   JUNCTION   0.35   0.35   -0.22   0  00:20
0.35
Estructura - (2)   JUNCTION   0.25   0.25   0.15    0  00:20
0.25
Estructura - (1)   JUNCTION   0.09   0.09   0.37    0  00:15
0.09
Estructura - (6)   JUNCTION   0.02   0.02   0.46    0  00:00
0.02
Out-1Tubería - (4)  OUTFALL   0.04   0.04   -1.30   0  00:23
0.04
```

Node Inflow Summary

```
-----
-----
Total      Flow      Maximum  Maximum      Lateral
Inflow     Balance    Lateral   Total   Time of Max   Inflow
Volume     Error      Inflow    Inflow   Occurrence    Volume
Node       Percent   Type      LPS      LPS   days hr:min   10^6 ltr
10^6 ltr

-----
-----
Estructura - (4)   JUNCTION   0.84   4.20   0  00:22   0.0695
0.347   0.000
Estructura - (3)   JUNCTION   0.84   3.36   0  00:21   0.0695
0.278   0.000
Estructura - (2)   JUNCTION   0.84   2.52   0  00:20   0.0695
0.208   0.000
Estructura - (1)   JUNCTION   0.84   1.68   0  00:15   0.0695
0.139   0.000
Estructura - (6)   JUNCTION   0.84   0.84   0  00:00   0.0695
0.0695  0.000
Out-1Tubería - (4)  OUTFALL   0.84   5.04   0  00:23   0.0695
0.417   0.000
```

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

 Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume 10^6 ltr
Out-1Tubería - (4)	100.00	5.03	5.04	0.417
System	100.00	5.03	5.04	0.417

 Link Flow Summary

Link	Type	Maximum Flow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Veloc m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth
Tubería - (4)	CONDUIT	4.20	0 00:23	0.55	0.03	0.11
Tubería - (3)	CONDUIT	3.36	0 00:22	0.52	0.02	0.10
Tubería - (2)	CONDUIT	2.52	0 00:21	0.47	0.02	0.09
Tubería - (1)	CONDUIT	1.68	0 00:20	0.41	0.01	0.07
Tubería - (5)	CONDUIT	0.84	0 00:15	0.33	0.01	0.05

 Conduit Surcharge Summary

No conduits were surcharged.

Analysis begun on: Thu Nov 29 18:12:57 2018
 Analysis ended on: Thu Nov 29 18:12:57 2018
 Total elapsed time: < 1 sec

ASCE_Report.rpt

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

 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (5)

Element Count

Number of rain gages 0
 Number of subcatchments ... 0
 Number of nodes 6
 Number of links 5
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

Node Summary

External Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	Inflow
Estructura - (4)	JUNCTION	-1.19	3.23	0.0	Yes
Estructura - (3)	JUNCTION	-0.57	2.60	0.0	Yes
Estructura - (2)	JUNCTION	-0.10	2.10	0.0	Yes
Estructura - (1)	JUNCTION	0.27	1.73	0.0	Yes
Estructura - (6)	JUNCTION	0.34	1.56	0.0	Yes
Out-1Tubería - (4)	OUTFALL	-1.34	0.50	0.0	Yes

Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length
Tubería - (4) 0.5000 0.0120	Estructura - (4)	Out-1Tubería - (4)	CONDUIT	30.0
Tubería - (3) 0.5000 0.0120	Estructura - (3)	Estructura - (4)	CONDUIT	30.0
Tubería - (2) 0.5000 0.0120	Estructura - (2)	Estructura - (3)	CONDUIT	30.0
Tubería - (1) 0.5000 0.0120	Estructura - (1)	Estructura - (2)	CONDUIT	30.0
Tubería - (5) 0.2000 0.0120	Estructura - (6)	Estructura - (1)	CONDUIT	19.0

 Cross Section Summary

of	Full		Full	Full	Hyd.	Max.	No.
Barrels	Conduit	Shape	Depth	Area	Rad.	Width	
	Flow						
1	Tubería - (4) 289.27	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	
1	Tubería - (3) 289.27	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	
1	Tubería - (2) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Tubería - (1) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Tubería - (5) 100.90	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	

 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 LPS
 Process Models:
 Rainfall/Runoff NO
 RDII NO
 Snowmelt NO
 Groundwater NO
 Flow Routing YES
 Ponding Allowed YES
 Water Quality NO
 Flow Routing Method KINWAVE
 Starting Date 11/29/2018 00:00:00
 Ending Date 11/29/2018 23:00:00
 Antecedent Dry Days 0.0
 Report Time Step 00:05:00
 Routing Time Step 30.00 sec

Control Actions Taken

	Volume hectare-m	Volume 10^6 ltr
	-----	-----
Flow Routing Continuity		
Dry Weather Inflow	0.066	0.662
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	0.066	0.661
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.000	0.001
Continuity Error (%)	-0.009	

 Highest Flow Instability Indexes

 All links are stable.

 Routing Time Step Summary

 Minimum Time Step : 30.00 sec
 Average Time Step : 30.00 sec
 Maximum Time Step : 30.00 sec
 Percent in Steady State : 0.00
 Average Iterations per Step : 1.01
 Percent Not Converging : 0.00

 Node Depth Summary

Reported		Average	Maximum	Maximum	Time of Max	
Depth		Depth	Depth	HGL	Occurrence	Max
Node	Type	Meters	Meters	Meters	days hr:min	
Meters						

ASCE_Report.rpt

```

-----
--
Estructura - (4)    JUNCTION    0.52    0.52    -0.67    0  00:21
0.52
Estructura - (3)    JUNCTION    0.36    0.36    -0.21    0  00:21
0.36
Estructura - (2)    JUNCTION    0.26    0.26    0.16     0  00:19
0.26
Estructura - (1)    JUNCTION    0.10    0.10    0.37     0  00:19
0.10
Estructura - (6)    JUNCTION    0.03    0.03    0.37     0  00:00
0.03
Out-1Tubería - (4)  OUTFALL    0.05    0.05    -1.29    0  00:22
0.05
  
```

```

*****
Node Inflow Summary
*****
  
```

```

-----
-----
Total          Flow          Maximum  Maximum          Lateral
Inflow        Balance          Lateral  Total  Time of Max  Inflow
Volume        Error          Inflow  Inflow  Occurrence  Volume
Node          Percent        Type     LPS     LPS  days hr:min  10^6 ltr
10^6 ltr
  
```

```

-----
-----
Estructura - (4)    JUNCTION    1.39    6.61    0  00:23    0.115
0.547    0.000
Estructura - (3)    JUNCTION    1.39    5.22    0  00:21    0.115
0.432    0.000
Estructura - (2)    JUNCTION    1.39    3.83    0  00:20    0.115
0.317    0.000
Estructura - (1)    JUNCTION    1.39    2.44    0  00:19    0.115
0.202    0.000
Estructura - (6)    JUNCTION    1.05    1.05    0  00:00    0.0869
0.0869    0.000
Out-1Tubería - (4)  OUTFALL    1.39    8.00    0  00:22    0.115
0.661    0.000
  
```

```

*****
Node Flooding Summary
*****
  
```

No nodes were flooded.

 Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume 10^6 ltr
Out-1Tubería - (4)	100.00	7.99	8.00	0.661
System	100.00	7.99	8.00	0.661

 Link Flow Summary

Link	Type	Maximum Flow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Veloc m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth
Tubería - (4)	CONDUIT	6.61	0 00:24	0.61	0.02	0.10
Tubería - (3)	CONDUIT	5.22	0 00:23	0.57	0.02	0.09
Tubería - (2)	CONDUIT	3.83	0 00:21	0.53	0.02	0.11
Tubería - (1)	CONDUIT	2.44	0 00:20	0.46	0.02	0.09
Tubería - (5)	CONDUIT	1.05	0 00:19	0.26	0.01	0.07

 Conduit Surcharge Summary

No conduits were surcharged.

Analysis begun on: Thu Nov 29 18:20:58 2018
 Analysis ended on: Thu Nov 29 18:20:58 2018
 Total elapsed time: < 1 sec

C_I_Isabel.rpt

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

 WARNING 05: minimum slope used for Conduit Tubería - (5)

Element Count

Number of rain gages 0
 Number of subcatchments ... 0
 Number of nodes 6
 Number of links 5
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

Node Summary

External Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	Inflow
Estructura - (4)	JUNCTION	-1.19	3.23	0.0	Yes
Estructura - (3)	JUNCTION	-0.57	2.60	0.0	Yes
Estructura - (2)	JUNCTION	-0.10	2.10	0.0	Yes
Estructura - (1)	JUNCTION	0.27	1.73	0.0	Yes
Estructura - (6)	JUNCTION	0.34	1.56	0.0	Yes
Out-1Tubería - (4)	OUTFALL	-1.34	0.50	0.0	Yes

Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length
Tubería - (4)	Estructura - (4)	Out-1Tubería - (4)	CONDUIT	30.0
0.5000 0.0120				
Tubería - (3)	Estructura - (3)	Estructura - (4)	CONDUIT	30.0
0.5000 0.0120				
Tubería - (2)	Estructura - (2)	Estructura - (3)	CONDUIT	30.0
0.5000 0.0120				
Tubería - (1)	Estructura - (1)	Estructura - (2)	CONDUIT	30.0
0.5000 0.0120				
Tubería - (5)	Estructura - (6)	Estructura - (1)	CONDUIT	19.0
0.2000 0.0120				

 Cross Section Summary

of	Full		Full	Full	Hyd.	Max.	No.
Barrels	Conduit	Shape	Depth	Area	Rad.	Width	
	Flow						
1	Tubería - (4) 289.27	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	
1	Tubería - (3) 289.27	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	
1	Tubería - (2) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Tubería - (1) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Tubería - (5) 100.90	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	

 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 LPS
 Process Models:
 Rainfall/Runoff NO
 RDII NO
 Snowmelt NO
 Groundwater NO
 Flow Routing YES
 Ponding Allowed YES
 Water Quality NO
 Flow Routing Method KINWAVE
 Starting Date 11/29/2018 00:00:00
 Ending Date 11/29/2018 23:00:00
 Antecedent Dry Days 0.0
 Report Time Step 00:05:00
 Routing Time Step 30.00 sec

Control Actions Taken

	Volume hectare-m	Volume 10^6 ltr
	-----	-----
Flow Routing Continuity		
Dry Weather Inflow	1.302	13.019
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	1.220	12.203
External Outflow	2.521	25.206
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.001	0.015
Continuity Error (%)	0.000	

 Highest Flow Instability Indexes

 All links are stable.

 Routing Time Step Summary

Minimum Time Step	:	30.00 sec
Average Time Step	:	30.00 sec
Maximum Time Step	:	30.00 sec
Percent in Steady State	:	0.00
Average Iterations per Step	:	1.01
Percent Not Converging	:	0.00

 Node Depth Summary

Reported	Average	Maximum	Maximum	Time of Max	
Depth	Depth	Depth	HGL	Occurrence	Max
Node	Type	Meters	Meters	Meters	days hr:min
Meters					

C_I_Isabel.rpt

```

-----
--
Estructura - (4)   JUNCTION   0.79   0.79   -0.41   0  00:02
0.79
Estructura - (3)   JUNCTION   0.63   0.63   0.06    0  00:02
0.63
Estructura - (2)   JUNCTION   0.45   0.46   0.36    0  00:01
0.45
Estructura - (1)   JUNCTION   0.27   0.27   0.54    0  00:01
0.27
Estructura - (6)   JUNCTION   0.20   0.20   0.54    0  00:00
0.20
Out-1Tubería - (4)  OUTFALL   0.36   0.36  -0.98    0  00:03
0.36
  
```

```

*****
Node Inflow Summary
*****
  
```

```

-----
-----
Total      Flow      Maximum  Maximum      Lateral
Inflow     Balance    Lateral   Total   Time of Max   Inflow
Volume     Error      Inflow    Inflow   Occurrence    Volume
Node       Percent   LPS       LPS     days hr:min   10^6 ltr
10^6 ltr
-----
-----
Estructura - (4)   JUNCTION   50.34   253.94   0  00:02      4.17
20.9   0.000
Estructura - (3)   JUNCTION   50.52   203.47   0  00:02      4.18
16.8   0.000
Estructura - (2)   JUNCTION   50.34   153.10   0  00:01      4.17
12.6   0.000
Estructura - (1)   JUNCTION   52.75   101.74   0  00:01      4.37
8.42   0.000
Estructura - (6)   JUNCTION   48.98   48.98    0  00:00      4.05
4.05   0.000
Out-1Tubería - (4)  OUTFALL   51.73   305.14   0  00:03      4.28
25.2   0.000
  
```

```

*****
Node Flooding Summary
*****
  
```

No nodes were flooded.

 Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume 10^6 ltr
Out-1Tubería - (4)	100.00	304.48	305.14	25.206
System	100.00	304.48	305.14	25.206

 Link Flow Summary

Link	Type	Maximum Flow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Veloc m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth
Tubería - (4)	CONDUIT	253.41	0 00:03	1.66	0.88	0.73
Tubería - (3)	CONDUIT	203.60	0 00:02	1.60	0.70	0.62
Tubería - (2)	CONDUIT	152.95	0 00:02	1.45	0.96	0.78
Tubería - (1)	CONDUIT	102.76	0 00:01	1.35	0.64	0.58
Tubería - (5)	CONDUIT	48.99	0 00:01	0.80	0.49	0.49

 Conduit Surcharge Summary

No conduits were surcharged.

Analysis begun on: Thu Nov 29 18:33:13 2018
 Analysis ended on: Thu Nov 29 18:33:14 2018
 Total elapsed time: 00:00:01

MOPU.rpt

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 6
 Number of links 5
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

Node Summary

External Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	Inflow
Estructura - (4)	JUNCTION	-1.19	3.23	0.0	Yes
Estructura - (3)	JUNCTION	-0.57	2.60	0.0	Yes
Estructura - (2)	JUNCTION	-0.10	2.10	0.0	Yes
Estructura - (1)	JUNCTION	0.27	1.73	0.0	Yes
Estructura - (6)	JUNCTION	0.44	1.56	0.0	Yes
Out-1Tubería - (4)	OUTFALL	-1.34	0.50	0.0	Yes

Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length
Tubería - (4) 0.5000 0.0120	Estructura - (4)	Out-1Tubería - (4)	CONDUIT	30.0
Tubería - (3) 0.5000 0.0120	Estructura - (3)	Estructura - (4)	CONDUIT	30.0
Tubería - (2) 0.5000 0.0120	Estructura - (2)	Estructura - (3)	CONDUIT	30.0
Tubería - (1) 0.5000 0.0120	Estructura - (1)	Estructura - (2)	CONDUIT	30.0
Tubería - (5) 0.5000 0.0120	Estructura - (6)	Estructura - (1)	CONDUIT	19.0

 Cross Section Summary

of	Full		Full	Full	Hyd.	Max.	No.
Barrels	Conduit	Shape	Depth	Area	Rad.	Width	
	Flow						
1	Tubería - (4) 289.27	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	
1	Tubería - (3) 289.27	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	
1	Tubería - (2) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Tubería - (1) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Tubería - (5) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	

 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 LPS
 Process Models:
 Rainfall/Runoff NO
 RDII NO
 Snowmelt NO
 Groundwater NO
 Flow Routing YES
 Ponding Allowed YES
 Water Quality NO
 Flow Routing Method KINWAVE
 Starting Date 11/29/2018 00:00:00
 Ending Date 11/29/2018 23:00:00
 Antecedent Dry Days 0.0
 Report Time Step 00:05:00
 Routing Time Step 30.00 sec

 Control Actions Taken

	Volume hectare-m	Volume 10^6 ltr
Flow Routing Continuity		
Dry Weather Inflow	0.078	0.780
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	0.078	0.779
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.000	0.001
Continuity Error (%)	-0.006	

Highest Flow Instability Indexes

All links are stable.

Routing Time Step Summary

Minimum Time Step	:	30.00 sec
Average Time Step	:	30.00 sec
Maximum Time Step	:	30.00 sec
Percent in Steady State	:	0.00
Average Iterations per Step	:	1.01
Percent Not Converging	:	0.00

Node Depth Summary

Reported		Average	Maximum	Maximum	Time of Max	
Depth		Depth	Depth	HGL	Occurrence	Max
Node	Type	Meters	Meters	Meters	days hr:min	
Meters						

MOPU.rpt

```
--
Estructura - (4)   JUNCTION   0.53   0.53   -0.67   0  00:18
0.53
Estructura - (3)   JUNCTION   0.36   0.36   -0.20   0  00:17
0.36
Estructura - (2)   JUNCTION   0.26   0.26   0.16    0  00:16
0.26
Estructura - (1)   JUNCTION   0.10   0.10   0.37    0  00:12
0.10
Estructura - (6)   JUNCTION   0.03   0.03   0.47    0  00:00
0.03
Out-1Tubería - (4)  OUTFALL   0.06   0.06   -1.29   0  00:19
0.06
```

Node Inflow Summary

```
-----
-----
Total      Flow      Maximum  Maximum      Lateral
Inflow     Balance    Lateral   Total  Time of Max   Inflow
Volume     Error      Inflow    Inflow  Occurrence    Volume
Node       Percent   Type      LPS     LPS  days hr:min   10^6 ltr
10^6 ltr

-----
-----
Estructura - (4)   JUNCTION   1.57   7.85   0  00:18   0.13
0.649   0.000
Estructura - (3)   JUNCTION   1.57   6.28   0  00:17   0.13
0.519   0.000
Estructura - (2)   JUNCTION   1.57   4.71   0  00:16   0.13
0.39    0.000
Estructura - (1)   JUNCTION   1.57   3.14   0  00:12   0.13
0.26    0.000
Estructura - (6)   JUNCTION   1.57   1.57   0  00:00   0.13
0.13    0.000
Out-1Tubería - (4)  OUTFALL   1.57   9.42   0  00:19   0.13
0.779   0.000
```

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

 Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume 10^6 ltr
Out-1Tubería - (4)	100.00	9.41	9.42	0.779
System	100.00	9.41	9.42	0.779

 Link Flow Summary

Link	Type	Maximum Flow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Veloc m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth
Tubería - (4)	CONDUIT	7.85	0 00:19	0.64	0.03	0.11
Tubería - (3)	CONDUIT	6.28	0 00:18	0.60	0.02	0.10
Tubería - (2)	CONDUIT	4.71	0 00:17	0.57	0.03	0.12
Tubería - (1)	CONDUIT	3.14	0 00:16	0.51	0.02	0.10
Tubería - (5)	CONDUIT	1.57	0 00:12	0.40	0.01	0.07

 Conduit Surcharge Summary

No conduits were surcharged.

Analysis begun on: Thu Nov 29 18:17:52 2018
 Analysis ended on: Thu Nov 29 18:17:52 2018
 Total elapsed time: < 1 sec

SyK_Report.rpt

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 6
 Number of links 5
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

Node Summary

External Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	Inflow
Estructura - (4)	JUNCTION	-1.19	3.23	0.0	Yes
Estructura - (3)	JUNCTION	-0.57	2.60	0.0	Yes
Estructura - (2)	JUNCTION	-0.10	2.10	0.0	Yes
Estructura - (1)	JUNCTION	0.27	1.73	0.0	Yes
Estructura - (6)	JUNCTION	0.44	1.56	0.0	Yes
Out-1Tubería - (4)	OUTFALL	-1.34	0.50	0.0	Yes

Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length
Tubería - (4) 0.5000 0.0120	Estructura - (4)	Out-1Tubería - (4)	CONDUIT	30.0
Tubería - (3) 0.5000 0.0120	Estructura - (3)	Estructura - (4)	CONDUIT	30.0
Tubería - (2) 0.5000 0.0120	Estructura - (2)	Estructura - (3)	CONDUIT	30.0
Tubería - (1) 0.5000 0.0120	Estructura - (1)	Estructura - (2)	CONDUIT	30.0
Tubería - (5) 0.5000 0.0120	Estructura - (6)	Estructura - (1)	CONDUIT	19.0

SyK_Report.rpt

 Cross Section Summary

of	Full		Full	Full	Hyd.	Max.	No.
Barrels	Conduit	Shape	Depth	Area	Rad.	Width	
	Flow						
1	Tubería - (4) 289.27	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	
1	Tubería - (3) 289.27	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	
1	Tubería - (2) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Tubería - (1) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Tubería - (5) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	

 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 LPS
 Process Models:
 Rainfall/Runoff NO
 RDII NO
 Snowmelt NO
 Groundwater NO
 Flow Routing YES
 Ponding Allowed YES
 Water Quality NO
 Flow Routing Method KINWAVE
 Starting Date 11/29/2018 00:00:00
 Ending Date 11/29/2018 23:00:00
 Antecedent Dry Days 0.0
 Report Time Step 00:05:00
 Routing Time Step 30.00 sec

 Control Actions Taken

	Volume hectare-m	Volume 10 ⁶ ltr
Flow Routing Continuity		
Dry Weather Inflow	0.034	0.338
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	0.034	0.337
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.000	0.001
Continuity Error (%)	-0.018	

 Highest Flow Instability Indexes

 All links are stable.

 Routing Time Step Summary

 Minimum Time Step : 30.00 sec
 Average Time Step : 30.00 sec
 Maximum Time Step : 30.00 sec
 Percent in Steady State : 0.00
 Average Iterations per Step : 1.00
 Percent Not Converging : 0.00

 Node Depth Summary

Reported	Average	Maximum	Maximum	Time of Max	
Depth	Depth	Depth	HGL	Occurrence	Max
Node	Type	Meters	Meters	Meters	days hr:min
Meters					

SyK_Report.rpt

```
--
Estructura - (4)   JUNCTION   0.51   0.51   -0.68   0  00:24
0.51
Estructura - (3)   JUNCTION   0.35   0.35   -0.22   0  00:22
0.35
Estructura - (2)   JUNCTION   0.25   0.25    0.15   0  00:21
0.25
Estructura - (1)   JUNCTION   0.09   0.09    0.36   0  00:16
0.09
Estructura - (6)   JUNCTION   0.02   0.02    0.46   0  00:00
0.02
Out-1Tubería - (4)  OUTFALL   0.04   0.04   -1.31   0  00:24
0.04
```

Node Inflow Summary

```
-----
-----
Total          Flow          Maximum  Maximum          Lateral
Inflow        Balance          Lateral   Total   Time of Max   Inflow
Volume        Error          Inflow   Inflow   Occurrence   Volume
Node          Percent        Type          LPS     LPS   days hr:min   10^6 ltr
10^6 ltr
```

```
-----
-----
Estructura - (4)   JUNCTION   0.68   3.40   0  00:24   0.0563
0.281   0.000
Estructura - (3)   JUNCTION   0.68   2.72   0  00:22   0.0563
0.225   0.000
Estructura - (2)   JUNCTION   0.68   2.04   0  00:21   0.0563
0.169   0.000
Estructura - (1)   JUNCTION   0.68   1.36   0  00:17   0.0563
0.113   0.000
Estructura - (6)   JUNCTION   0.68   0.68   0  00:00   0.0563
0.0563   0.000
Out-1Tubería - (4)  OUTFALL   0.68   4.08   0  00:27   0.0563
0.337   0.000
```

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

 Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume 10^6 ltr
Out-1Tubería - (4)	100.00	4.07	4.08	0.337
System	100.00	4.07	4.08	0.337

 Link Flow Summary

Link	Type	Maximum Flow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Veloc m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth
Tubería - (4)	CONDUIT	3.40	0 00:27	0.50	0.01	0.08
Tubería - (3)	CONDUIT	2.72	0 00:24	0.46	0.01	0.07
Tubería - (2)	CONDUIT	2.04	0 00:22	0.44	0.01	0.08
Tubería - (1)	CONDUIT	1.36	0 00:21	0.39	0.01	0.07
Tubería - (5)	CONDUIT	0.68	0 00:17	0.31	0.00	0.05

 Conduit Surcharge Summary

No conduits were surcharged.

Analysis begun on: Thu Nov 29 18:16:26 2018
 Analysis ended on: Thu Nov 29 18:16:26 2018
 Total elapsed time: < 1 sec

11.5 RESULTADOS DEL MUNICIPIO DE AGUILAR DE LA FRONTERA (CORDOBA)

A continuación se presentan los resultados del análisis hidráulico con las herramientas informáticas seleccionadas.

ANEXO V. RESULTADOS AGUILAR

1 CYPE

2 SWMM

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

 WARNING 02: maximum depth increased for Node Structure - (3)
 WARNING 02: maximum depth increased for Node Structure - (2)

Element Count

Number of rain gages 0
 Number of subcatchments ... 0
 Number of nodes 13
 Number of links 12
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

Node Summary

External Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	Inflow
Structure - (12)	JUNCTION	312.82	2.09	0.0	Yes
Structure - (11)	JUNCTION	314.53	1.95	0.0	Yes
Structure - (10)	JUNCTION	315.96	2.17	0.0	Yes
Structure - (9)	JUNCTION	317.73	2.27	0.0	Yes
Structure - (8)	JUNCTION	319.66	1.90	0.0	Yes
Structure - (7)	JUNCTION	321.07	2.04	0.0	Yes
Structure - (6)	JUNCTION	322.67	1.43	0.0	Yes
Structure - (5)	JUNCTION	323.16	2.14	0.0	Yes
Structure - (4)	JUNCTION	324.86	2.17	0.0	Yes
Structure - (3)	JUNCTION	326.67	1.78	0.0	Yes
Structure - (2)	JUNCTION	328.12	1.56	0.0	Yes
Structure - (1)	JUNCTION	329.34	0.82	0.0	Yes
Out-1Pipe - (12)	OUTFALL	312.73	0.40	0.0	Yes

Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length
Pipe - (12) 0.5000 0.0120	Structure - (12)	Out-1Pipe - (12)	CONDUIT	18.3

24.rpt

Pipe - (11)	Structure - (11)	Structure - (12)	CONDUIT	18.0
0.5000 0.0120				
Pipe - (10)	Structure - (10)	Structure - (11)	CONDUIT	18.3
0.5000 0.0120				
Pipe - (9)	Structure - (9)	Structure - (10)	CONDUIT	26.4
0.5000 0.0120				
Pipe - (8)	Structure - (8)	Structure - (9)	CONDUIT	15.2
0.5000 0.0120				
Pipe - (7)	Structure - (7)	Structure - (8)	CONDUIT	15.7
0.5000 0.0120				
Pipe - (6)	Structure - (6)	Structure - (7)	CONDUIT	9.6
0.5000 0.0120				
Pipe - (5)	Structure - (5)	Structure - (6)	CONDUIT	12.2
0.6844 0.0120				
Pipe - (4)	Structure - (4)	Structure - (5)	CONDUIT	17.2
0.5000 0.0120				
Pipe - (3)	Structure - (3)	Structure - (4)	CONDUIT	13.1
0.5000 0.0120				
Pipe - (2)	Structure - (2)	Structure - (3)	CONDUIT	12.5
0.5000 0.0120				
Pipe - (1)	Structure - (1)	Structure - (2)	CONDUIT	13.9
0.5000 0.0120				

 Cross Section Summary

of	Full		Full	Full	Hyd.	Max.	No.
Barrels	Conduit	Shape	Depth	Area	Rad.	Width	
	Flow						
1	Pipe - (12) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (11) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (10) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (9) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (8) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (7) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (6) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (5) 186.66	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (4) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	

		24.rpt				
1	Pipe - (3) 1.92	CIRCULAR	0.08	0.00	0.02	0.08
1	Pipe - (2) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40
1	Pipe - (1) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40

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 LPS

Process Models:

- Rainfall/Runoff NO
- RDII NO
- Snowmelt NO
- Groundwater NO
- Flow Routing YES
- Ponding Allowed YES
- Water Quality NO

Flow Routing Method KINWAVE

Starting Date 11/29/2018 00:00:00

Ending Date 11/29/2018 23:00:00

Antecedent Dry Days 0.0

Report Time Step 00:05:00

Routing Time Step 30.00 sec

Control Actions Taken

Flow Routing Continuity	Volume hectare-m	Volume 10 ⁶ ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.037	0.369
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	0.037	0.368
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000

```

                24.rpt
Initial Stored Volume ....    0.000    0.000
Final Stored Volume .....    0.000    0.001
Continuity Error (%) .....    0.000

```

```

*****
Highest Flow Instability Indexes
*****
All links are stable.

```

```

*****
Routing Time Step Summary
*****
Minimum Time Step      :    30.00 sec
Average Time Step      :    30.00 sec
Maximum Time Step     :    30.00 sec
Percent in Steady State :     0.00
Average Iterations per Step :    1.01
Percent Not Converging :     0.00

```

```

*****
Node Depth Summary
*****

```

```

-----
--

```

Reported		Average	Maximum	Maximum	Time of Max	
Depth		Depth	Depth	HGL	Occurrence	Max
Node	Type	Meters	Meters	Meters	days hr:min	
Meters						
1.67	Structure - (12)	JUNCTION	1.67	1.67	314.49	0 00:21
1.37	Structure - (11)	JUNCTION	1.37	1.37	315.91	0 00:23
1.67	Structure - (10)	JUNCTION	1.67	1.67	317.63	0 00:20
1.90	Structure - (9)	JUNCTION	1.90	1.90	319.62	0 00:19
1.37	Structure - (8)	JUNCTION	1.37	1.37	321.03	0 00:20
1.59	Structure - (7)	JUNCTION	1.59	1.59	322.66	0 00:18
0.43	Structure - (6)	JUNCTION	0.43	0.43	323.10	0 00:19

24.rpt

Structure - (5)	JUNCTION	1.64	1.64	324.80	0	00:18
1.64						
Structure - (4)	JUNCTION	1.79	1.79	326.64	0	00:18
1.79						
Structure - (3)	JUNCTION	1.40	1.40	328.07	0	00:18
1.40						
Structure - (2)	JUNCTION	1.17	1.17	329.28	0	00:18
1.17						
Structure - (1)	JUNCTION	0.01	0.01	329.35	0	00:00
0.01						
Out-1Pipe - (12)	OUTFALL	0.04	0.04	312.77	0	00:23
0.04						

Node Inflow Summary

Total Inflow Volume Node 10^6 ltr	Flow Balance Error Percent	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Lateral Inflow Volume 10^6 ltr
Structure - (12)	JUNCTION	0.51	4.09	0	00:23	0.0422
0.338	0.000					
Structure - (11)	JUNCTION	0.53	3.58	0	00:23	0.0439
0.296	0.000					
Structure - (10)	JUNCTION	0.07	3.05	0	00:23	0.00579
0.252	0.000					
Structure - (9)	JUNCTION	0.21	2.98	0	00:22	0.0174
0.246	0.000					
Structure - (8)	JUNCTION	0.28	2.77	0	00:24	0.0232
0.229	0.000					
Structure - (7)	JUNCTION	0.30	2.49	0	00:21	0.0248
0.206	0.000					
Structure - (6)	JUNCTION	0.42	2.19	0	00:20	0.0348
0.181	0.000					
Structure - (5)	JUNCTION	0.46	1.77	0	00:23	0.0381
0.146	0.000					
Structure - (4)	JUNCTION	0.39	1.31	0	00:21	0.0323
0.108	0.000					
Structure - (3)	JUNCTION	0.39	0.92	0	00:19	0.0323
0.0761	0.000					

			24.rpt			
Structure - (2)	JUNCTION	0.40	0.53	0	00:21	0.0331
0.0439	0.000					
Structure - (1)	JUNCTION	0.13	0.13	0	00:00	0.0108
0.0108	0.000					
Out-1Pipe - (12)	OUTFALL	0.37	4.46	0	00:23	0.0306
0.368	0.000					

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume 10^6 ltr
Out-1Pipe - (12)	100.00	4.45	4.46	0.368
System	100.00	4.45	4.46	0.368

Link Flow Summary

Link	Type	Maximum Flow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Veloc m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth
Pipe - (12)	CONDUIT	4.09	0 00:23	0.54	0.03	0.11
Pipe - (11)	CONDUIT	3.58	0 00:23	0.52	0.02	0.10
Pipe - (10)	CONDUIT	3.05	0 00:23	0.50	0.02	0.09
Pipe - (9)	CONDUIT	2.98	0 00:23	0.50	0.02	0.09
Pipe - (8)	CONDUIT	2.77	0 00:22	0.49	0.02	0.09
Pipe - (7)	CONDUIT	2.49	0 00:24	0.47	0.02	0.09
Pipe - (6)	CONDUIT	2.19	0 00:21	0.45	0.01	0.08
Pipe - (5)	CONDUIT	1.77	0 00:20	0.47	0.01	0.07
Pipe - (4)	CONDUIT	1.31	0 00:23	0.38	0.01	0.06
Pipe - (3)	CONDUIT	0.92	0 00:21	0.42	0.48	0.49
Pipe - (2)	CONDUIT	0.53	0 00:19	0.29	0.00	0.04
Pipe - (1)	CONDUIT	0.13	0 00:21	0.19	0.00	0.02

Conduit Surcharge Summary

No conduits were surcharged.

Analysis begun on: Thu Nov 29 19:23:10 2018
Analysis ended on: Thu Nov 29 19:23:10 2018
Total elapsed time: < 1 sec

ASCE.rpt

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

 WARNING 02: maximum depth increased for Node Structure - (3)
 WARNING 02: maximum depth increased for Node Structure - (2)

Element Count

Number of rain gages 0
 Number of subcatchments ... 0
 Number of nodes 13
 Number of links 12
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

Node Summary

External Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	Inflow
Structure - (12)	JUNCTION	312.82	2.09	0.0	Yes
Structure - (11)	JUNCTION	314.53	1.95	0.0	Yes
Structure - (10)	JUNCTION	315.96	2.17	0.0	Yes
Structure - (9)	JUNCTION	317.73	2.27	0.0	Yes
Structure - (8)	JUNCTION	319.66	1.90	0.0	Yes
Structure - (7)	JUNCTION	321.07	2.04	0.0	Yes
Structure - (6)	JUNCTION	322.67	1.43	0.0	Yes
Structure - (5)	JUNCTION	323.16	2.14	0.0	Yes
Structure - (4)	JUNCTION	324.86	2.17	0.0	Yes
Structure - (3)	JUNCTION	326.67	1.78	0.0	Yes
Structure - (2)	JUNCTION	328.12	1.56	0.0	Yes
Structure - (1)	JUNCTION	329.34	0.82	0.0	Yes
Out-1Pipe - (12)	OUTFALL	312.73	0.40	0.0	Yes

Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length
Pipe - (12) 0.5000 0.0120	Structure - (12)	Out-1Pipe - (12)	CONDUIT	18.3

ASCE.rpt

Pipe - (11)	Structure - (11)	Structure - (12)	CONDUIT	18.0
0.5000 0.0120				
Pipe - (10)	Structure - (10)	Structure - (11)	CONDUIT	18.3
0.5000 0.0120				
Pipe - (9)	Structure - (9)	Structure - (10)	CONDUIT	26.4
0.5000 0.0120				
Pipe - (8)	Structure - (8)	Structure - (9)	CONDUIT	15.2
0.5000 0.0120				
Pipe - (7)	Structure - (7)	Structure - (8)	CONDUIT	15.7
0.5000 0.0120				
Pipe - (6)	Structure - (6)	Structure - (7)	CONDUIT	9.6
0.5000 0.0120				
Pipe - (5)	Structure - (5)	Structure - (6)	CONDUIT	12.2
0.6844 0.0120				
Pipe - (4)	Structure - (4)	Structure - (5)	CONDUIT	17.2
0.5000 0.0120				
Pipe - (3)	Structure - (3)	Structure - (4)	CONDUIT	13.1
0.5000 0.0120				
Pipe - (2)	Structure - (2)	Structure - (3)	CONDUIT	12.5
0.5000 0.0120				
Pipe - (1)	Structure - (1)	Structure - (2)	CONDUIT	13.9
0.5000 0.0120				

 Cross Section Summary

of	Full		Full	Full	Hyd.	Max.	No.
Barrels	Conduit	Shape	Depth	Area	Rad.	Width	
	Flow						
1	Pipe - (12) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (11) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (10) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (9) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (8) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (7) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (6) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (5) 186.66	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (4) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	

		ASCE.rpt			
1	Pipe - (3) 1.92	CIRCULAR	0.08	0.00	0.02 0.08
1	Pipe - (2) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10 0.40
1	Pipe - (1) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10 0.40

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 LPS
Process Models:
 Rainfall/Runoff NO
 RDII NO
 Snowmelt NO
 Groundwater NO
 Flow Routing YES
 Ponding Allowed YES
 Water Quality NO
Flow Routing Method KINWAVE
Starting Date 11/29/2018 00:00:00
Ending Date 11/29/2018 23:00:00
Antecedent Dry Days 0.0
Report Time Step 00:05:00
Routing Time Step 30.00 sec

Control Actions Taken

Flow Routing Continuity	Volume hectare-m	Volume 10^6 ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.084	0.843
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	0.084	0.837
Flooding Loss	0.001	0.011
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000

```

ASCE.rpt
Initial Stored Volume .... 0.000 0.000
Final Stored Volume ..... 0.000 0.002
Continuity Error (%) ..... -0.782

```

```

*****
Highest Flow Instability Indexes
*****
All links are stable.

```

```

*****
Routing Time Step Summary
*****
Minimum Time Step      : 30.00 sec
Average Time Step      : 30.00 sec
Maximum Time Step      : 30.00 sec
Percent in Steady State : 0.00
Average Iterations per Step : 1.01
Percent Not Converging  : 0.00

```

```

*****
Node Depth Summary
*****

```

```

-----
--

```

Reported		Average	Maximum	Maximum	Time of Max	
Depth		Depth	Depth	HGL	Occurrence	Max
Meters	Type	Meters	Meters	Meters	days hr:min	
1.69	Structure - (12)	JUNCTION	1.69	1.69	314.51	0 00:16
1.39	Structure - (11)	JUNCTION	1.39	1.39	315.93	0 00:16
1.68	Structure - (10)	JUNCTION	1.68	1.68	317.65	0 00:15
1.91	Structure - (9)	JUNCTION	1.91	1.91	319.64	0 00:05
1.38	Structure - (8)	JUNCTION	1.38	1.38	321.04	0 00:05
1.60	Structure - (7)	JUNCTION	1.60	1.60	322.67	0 00:04
0.44	Structure - (6)	JUNCTION	0.44	0.44	323.11	0 00:14

ASCE.rpt

Structure - (5)	JUNCTION	1.65	1.65	324.81	0	00:13
1.65						
Structure - (4)	JUNCTION	1.82	1.82	326.67	0	00:13
1.82						
Structure - (3)	JUNCTION	1.78	1.78	328.45	0	00:02
1.78						
Structure - (2)	JUNCTION	1.17	1.17	329.29	0	00:13
1.17						
Structure - (1)	JUNCTION	0.01	0.01	329.36	0	00:00
0.01						
Out-1Pipe - (12)	OUTFALL	0.06	0.06	312.79	0	00:17
0.06						

Node Inflow Summary

Total Inflow Volume Node 10^6 ltr	Flow Balance Error Percent	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Lateral Inflow Volume 10^6 ltr
Structure - (12)	JUNCTION	1.05	9.08	0	00:17	0.0869
0.75	0.000					
Structure - (11)	JUNCTION	1.05	8.03	0	00:17	0.0869
0.663	0.000					
Structure - (10)	JUNCTION	1.08	6.98	0	00:16	0.0894
0.577	0.000					
Structure - (9)	JUNCTION	0.21	5.90	0	00:05	0.0174
0.487	0.000					
Structure - (8)	JUNCTION	0.51	5.69	0	00:05	0.0422
0.47	0.000					
Structure - (7)	JUNCTION	0.64	5.19	0	00:04	0.053
0.428	0.000					
Structure - (6)	JUNCTION	0.68	4.54	0	00:15	0.0563
0.375	0.000					
Structure - (5)	JUNCTION	0.90	3.86	0	00:15	0.0745
0.319	0.000					
Structure - (4)	JUNCTION	0.96	2.96	0	00:14	0.0795
0.245	0.000					
Structure - (3)	JUNCTION	0.84	2.05	0	00:14	0.0695
0.17	0.001					

ASCE.rpt

Structure - (2)	JUNCTION	0.87	1.21	0	00:14	0.072
0.1	0.000					
Structure - (1)	JUNCTION	0.34	0.34	0	00:00	0.0281
0.0281	0.000					
Out-1Pipe - (12)	OUTFALL	1.05	10.13	0	00:17	0.0869
0.837	0.000					

Node Flooding Summary

Flooding refers to all water that overflows a node, whether it ponds or not.

Node	Hours Flooded	Maximum Rate LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Total Flood Volume 10^6 ltr	Maximum Poned Volume 1000 m3
Structure - (3)	22.98	0.13	0 00:15	0.011	0.000

Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume 10^6 ltr
Out-1Pipe - (12)	100.00	10.11	10.13	0.837
System	100.00	10.11	10.13	0.837

Link Flow Summary

Link	Type	Maximum Flow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Veloc m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth
Pipe - (12)	CONDUIT	9.08	0 00:17	0.69	0.06	0.16
Pipe - (11)	CONDUIT	8.03	0 00:17	0.66	0.05	0.15
Pipe - (10)	CONDUIT	6.98	0 00:17	0.64	0.04	0.14
Pipe - (9)	CONDUIT	5.90	0 00:16	0.60	0.04	0.13
Pipe - (8)	CONDUIT	5.69	0 00:05	0.60	0.04	0.13
Pipe - (7)	CONDUIT	5.18	0 00:05	0.59	0.03	0.12
Pipe - (6)	CONDUIT	4.55	0 00:04	0.56	0.03	0.12

		ASCE.rpt						
Pipe - (5)	CONDUIT	3.86	0	00:15	0.60	0.02	0.10	
Pipe - (4)	CONDUIT	2.96	0	00:15	0.50	0.02	0.09	
Pipe - (3)	CONDUIT	2.00	0	00:14	0.45	1.04	0.93	
Pipe - (2)	CONDUIT	1.21	0	00:14	0.37	0.01	0.06	
Pipe - (1)	CONDUIT	0.34	0	00:14	0.25	0.00	0.03	

 Conduit Surcharge Summary

Conduit	Hours Full			Hours	Hours
	Both Ends	Upstream	Dnstream	Above Full Normal Flow	Capacity Limited
Pipe - (3)	22.98	22.98	22.98	22.97	22.98

Analysis begun on: Thu Nov 29 19:32:51 2018
 Analysis ended on: Thu Nov 29 19:32:51 2018
 Total elapsed time: < 1 sec

C_I_II.rpt

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

 WARNING 02: maximum depth increased for Node Structure - (3)
 WARNING 02: maximum depth increased for Node Structure - (2)

Element Count

Number of rain gages 0
 Number of subcatchments ... 0
 Number of nodes 13
 Number of links 12
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

Node Summary

External Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	Inflow
Structure - (12)	JUNCTION	312.82	2.09	0.0	Yes
Structure - (11)	JUNCTION	314.53	1.95	0.0	Yes
Structure - (10)	JUNCTION	315.96	2.17	0.0	Yes
Structure - (9)	JUNCTION	317.73	2.27	0.0	Yes
Structure - (8)	JUNCTION	319.66	1.90	0.0	Yes
Structure - (7)	JUNCTION	321.07	2.04	0.0	Yes
Structure - (6)	JUNCTION	322.67	1.43	0.0	Yes
Structure - (5)	JUNCTION	323.16	2.14	0.0	Yes
Structure - (4)	JUNCTION	324.86	2.17	0.0	Yes
Structure - (3)	JUNCTION	326.67	1.78	0.0	Yes
Structure - (2)	JUNCTION	328.12	1.56	0.0	Yes
Structure - (1)	JUNCTION	329.34	0.82	0.0	Yes
Out-1Pipe - (12)	OUTFALL	312.73	0.40	0.0	Yes

Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length
Pipe - (12) 0.5000 0.0120	Structure - (12)	Out-1Pipe - (12)	CONDUIT	18.3

C_I_II.rpt

Pipe - (11)	Structure - (11)	Structure - (12)	CONDUIT	18.0
0.5000 0.0120				
Pipe - (10)	Structure - (10)	Structure - (11)	CONDUIT	18.3
0.5000 0.0120				
Pipe - (9)	Structure - (9)	Structure - (10)	CONDUIT	26.4
0.5000 0.0120				
Pipe - (8)	Structure - (8)	Structure - (9)	CONDUIT	15.2
0.5000 0.0120				
Pipe - (7)	Structure - (7)	Structure - (8)	CONDUIT	15.7
0.5000 0.0120				
Pipe - (6)	Structure - (6)	Structure - (7)	CONDUIT	9.6
0.5000 0.0120				
Pipe - (5)	Structure - (5)	Structure - (6)	CONDUIT	12.2
0.6844 0.0120				
Pipe - (4)	Structure - (4)	Structure - (5)	CONDUIT	17.2
0.5000 0.0120				
Pipe - (3)	Structure - (3)	Structure - (4)	CONDUIT	13.1
0.5000 0.0120				
Pipe - (2)	Structure - (2)	Structure - (3)	CONDUIT	12.5
0.5000 0.0120				
Pipe - (1)	Structure - (1)	Structure - (2)	CONDUIT	13.9
0.5000 0.0120				

 Cross Section Summary

of	Full		Full	Full	Hyd.	Max.	No.
Barrels	Conduit	Shape	Depth	Area	Rad.	Width	
	Flow						
1	Pipe - (12) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (11) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (10) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (9) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (8) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (7) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (6) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (5) 186.66	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (4) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	

		C_I_II.rpt				
1	Pipe - (3) 1.92	CIRCULAR	0.08	0.00	0.02	0.08
1	Pipe - (2) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40
1	Pipe - (1) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40

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 LPS

Process Models:

- Rainfall/Runoff NO
- RDII NO
- Snowmelt NO
- Groundwater NO
- Flow Routing YES
- Ponding Allowed YES
- Water Quality NO

Flow Routing Method KINWAVE

Starting Date 11/29/2018 00:00:00

Ending Date 11/29/2018 23:00:00

Antecedent Dry Days 0.0

Report Time Step 00:05:00

Routing Time Step 30.00 sec

Control Actions Taken

Flow Routing Continuity

	Volume hectare-m	Volume 10 ⁶ ltr
	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.043	0.432
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	0.043	0.431
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000

Initial Stored Volume 0.000 0.000
 Final Stored Volume 0.000 0.001
 Continuity Error (%) 0.000

 Highest Flow Instability Indexes

 All links are stable.

 Routing Time Step Summary

 Minimum Time Step : 30.00 sec
 Average Time Step : 30.00 sec
 Maximum Time Step : 30.00 sec
 Percent in Steady State : 0.00
 Average Iterations per Step : 1.01
 Percent Not Converging : 0.00

 Node Depth Summary

Reported		Average	Maximum	Maximum	Time of Max	
Depth	Type	Depth	Depth	HGL	Occurrence	Max
Meters		Meters	Meters	Meters	days hr:min	
1.67	Structure - (12)	JUNCTION	1.67	1.67	314.49	0 00:20
1.38	Structure - (11)	JUNCTION	1.38	1.38	315.91	0 00:20
1.67	Structure - (10)	JUNCTION	1.67	1.67	317.63	0 00:19
1.90	Structure - (9)	JUNCTION	1.90	1.90	319.62	0 00:18
1.37	Structure - (8)	JUNCTION	1.37	1.37	321.03	0 00:18
1.59	Structure - (7)	JUNCTION	1.59	1.59	322.66	0 00:17
0.43	Structure - (6)	JUNCTION	0.43	0.43	323.10	0 00:18

C_I_II.rpt

1.65	Structure - (5)	JUNCTION	1.65	1.65	324.80	0	00:17
1.79	Structure - (4)	JUNCTION	1.79	1.79	326.65	0	00:17
1.40	Structure - (3)	JUNCTION	1.40	1.40	328.07	0	00:16
1.17	Structure - (2)	JUNCTION	1.17	1.17	329.28	0	00:16
0.01	Structure - (1)	JUNCTION	0.01	0.01	329.35	0	00:00
0.05	Out-1Pipe - (12)	OUTFALL	0.05	0.05	312.77	0	00:29

Node Inflow Summary

Total Inflow Volume Node 10^6 ltr	Flow Balance Error Percent	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Lateral Inflow Volume 10^6 ltr
0.379	0.000	JUNCTION	0.66	4.59	0 00:29	0.0546
0.325	0.000	JUNCTION	0.09	3.93	0 00:23	0.00745
0.317	0.000	JUNCTION	0.26	3.84	0 00:28	0.0215
0.296	0.000	JUNCTION	0.26	3.58	0 00:28	0.0215
0.275	0.000	JUNCTION	0.35	3.32	0 00:28	0.029
0.246	0.000	JUNCTION	0.35	2.97	0 00:27	0.029
0.217	0.000	JUNCTION	0.37	2.62	0 00:27	0.0306
0.186	0.000	JUNCTION	0.53	2.25	0 00:21	0.0439
0.142	0.000	JUNCTION	0.57	1.72	0 00:28	0.0472
0.0952	0.000	JUNCTION	0.49	1.15	0 00:23	0.0406

C_I_II.rpt

Structure - (2) 0.0546	0.000	JUNCTION	0.50	0.66	0 00:20	0.0414
Structure - (1) 0.0132	0.000	JUNCTION	0.16	0.16	0 00:00	0.0132
Out-1Pipe - (12) 0.431	0.000	OUTFALL	0.63	5.22	0 00:29	0.0522

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume 10^6 ltr
Out-1Pipe - (12)	100.00	5.21	5.22	0.431
System	100.00	5.21	5.22	0.431

Link Flow Summary

Link	Type	Maximum Flow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Veloc m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth
Pipe - (12)	CONDUIT	4.59	0 00:29	0.56	0.03	0.12
Pipe - (11)	CONDUIT	3.93	0 00:29	0.54	0.02	0.11
Pipe - (10)	CONDUIT	3.84	0 00:23	0.53	0.02	0.11
Pipe - (9)	CONDUIT	3.58	0 00:28	0.52	0.02	0.10
Pipe - (8)	CONDUIT	3.32	0 00:28	0.51	0.02	0.10
Pipe - (7)	CONDUIT	2.97	0 00:28	0.50	0.02	0.09
Pipe - (6)	CONDUIT	2.62	0 00:27	0.48	0.02	0.09
Pipe - (5)	CONDUIT	2.25	0 00:27	0.50	0.01	0.08
Pipe - (4)	CONDUIT	1.72	0 00:21	0.42	0.01	0.07
Pipe - (3)	CONDUIT	1.15	0 00:28	0.44	0.60	0.56
Pipe - (2)	CONDUIT	0.66	0 00:23	0.31	0.00	0.05
Pipe - (1)	CONDUIT	0.16	0 00:20	0.20	0.00	0.02

Conduit Surcharge Summary

No conduits were surcharged.

Analysis begun on: Thu Nov 29 19:42:44 2018
Analysis ended on: Thu Nov 29 19:42:44 2018
Total elapsed time: < 1 sec

MOPU.rpt

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

 WARNING 02: maximum depth increased for Node Structure - (3)
 WARNING 02: maximum depth increased for Node Structure - (2)

Element Count

Number of rain gages 0
 Number of subcatchments ... 0
 Number of nodes 13
 Number of links 12
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

Node Summary

External Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	Inflow
Structure - (12)	JUNCTION	312.82	2.09	0.0	Yes
Structure - (11)	JUNCTION	314.53	1.95	0.0	Yes
Structure - (10)	JUNCTION	315.96	2.17	0.0	Yes
Structure - (9)	JUNCTION	317.73	2.27	0.0	Yes
Structure - (8)	JUNCTION	319.66	1.90	0.0	Yes
Structure - (7)	JUNCTION	321.07	2.04	0.0	Yes
Structure - (6)	JUNCTION	322.67	1.43	0.0	Yes
Structure - (5)	JUNCTION	323.16	2.14	0.0	Yes
Structure - (4)	JUNCTION	324.86	2.17	0.0	Yes
Structure - (3)	JUNCTION	326.67	1.78	0.0	Yes
Structure - (2)	JUNCTION	328.12	1.56	0.0	Yes
Structure - (1)	JUNCTION	329.34	0.82	0.0	Yes
Out-1Pipe - (12)	OUTFALL	312.73	0.40	0.0	Yes

Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length
Pipe - (12) 0.5000 0.0120	Structure - (12)	Out-1Pipe - (12)	CONDUIT	18.3

MOPU.rpt

Pipe - (11)	Structure - (11)	Structure - (12)	CONDUIT	18.0
0.5000 0.0120				
Pipe - (10)	Structure - (10)	Structure - (11)	CONDUIT	18.3
0.5000 0.0120				
Pipe - (9)	Structure - (9)	Structure - (10)	CONDUIT	26.4
0.5000 0.0120				
Pipe - (8)	Structure - (8)	Structure - (9)	CONDUIT	15.2
0.5000 0.0120				
Pipe - (7)	Structure - (7)	Structure - (8)	CONDUIT	15.7
0.5000 0.0120				
Pipe - (6)	Structure - (6)	Structure - (7)	CONDUIT	9.6
0.5000 0.0120				
Pipe - (5)	Structure - (5)	Structure - (6)	CONDUIT	12.2
0.6844 0.0120				
Pipe - (4)	Structure - (4)	Structure - (5)	CONDUIT	17.2
0.5000 0.0120				
Pipe - (3)	Structure - (3)	Structure - (4)	CONDUIT	13.1
0.5000 0.0120				
Pipe - (2)	Structure - (2)	Structure - (3)	CONDUIT	12.5
0.5000 0.0120				
Pipe - (1)	Structure - (1)	Structure - (2)	CONDUIT	13.9
0.5000 0.0120				

 Cross Section Summary

of	Full		Full	Full	Hyd.	Max.	No.
Barrels	Conduit	Shape	Depth	Area	Rad.	Width	
	Flow						
1	Pipe - (12) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (11) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (10) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (9) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (8) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (7) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (6) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (5) 186.66	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
1	Pipe - (4) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	

		MOPU.rpt				
1	Pipe - (3) 1.92	CIRCULAR	0.08	0.00	0.02	0.08
1	Pipe - (2) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40
1	Pipe - (1) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40

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 LPS

Process Models:

Rainfall/Runoff NO
RDII NO
Snowmelt NO
Groundwater NO
Flow Routing YES
Ponding Allowed YES
Water Quality NO

Flow Routing Method KINWAVE

Starting Date 11/29/2018 00:00:00

Ending Date 11/29/2018 23:00:00

Antecedent Dry Days 0.0

Report Time Step 00:05:00

Routing Time Step 30.00 sec

Control Actions Taken

Flow Routing Continuity	Volume hectare-m	Volume 10 ⁶ ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.068	0.676
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	0.067	0.675
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000

MOPU.rpt

Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.000	0.001
Continuity Error (%)	0.000	

Highest Flow Instability Indexes

All links are stable.

Routing Time Step Summary

Minimum Time Step	:	30.00	sec
Average Time Step	:	30.00	sec
Maximum Time Step	:	30.00	sec
Percent in Steady State	:	0.00	
Average Iterations per Step	:	1.01	
Percent Not Converging	:	0.00	

Node Depth Summary

--

Reported		Average	Maximum	Maximum	Time of Max	
Depth		Depth	Depth	HGL	Occurrence	Max
Node	Type	Meters	Meters	Meters	days hr:min	
Meters						

--						
1.68	Structure - (12)	JUNCTION	1.68	1.68	314.50	0 00:18
1.39	Structure - (11)	JUNCTION	1.39	1.39	315.92	0 00:18
1.68	Structure - (10)	JUNCTION	1.68	1.68	317.64	0 00:18
1.91	Structure - (9)	JUNCTION	1.91	1.91	319.63	0 00:05
1.37	Structure - (8)	JUNCTION	1.37	1.37	321.04	0 00:16
1.60	Structure - (7)	JUNCTION	1.60	1.60	322.67	0 00:04
0.44	Structure - (6)	JUNCTION	0.44	0.44	323.11	0 00:16

MOPU.rpt

Structure - (5)	JUNCTION	1.65	1.65	324.81	0	00:15
1.65						
Structure - (4)	JUNCTION	1.80	1.80	326.66	0	00:15
1.80						
Structure - (3)	JUNCTION	1.40	1.40	328.08	0	00:15
1.40						
Structure - (2)	JUNCTION	1.17	1.17	329.29	0	00:15
1.17						
Structure - (1)	JUNCTION	0.01	0.01	329.36	0	00:00
0.01						
Out-1Pipe - (12)	OUTFALL	0.06	0.06	312.78	0	00:20
0.06						

Node Inflow Summary

Total Inflow Volume Node 10^6 ltr	Flow Balance Error Percent	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Lateral Inflow Volume 10^6 ltr
Structure - (12)	JUNCTION	0.87	7.30	0	00:19	0.072
0.603	0.000					
Structure - (11)	JUNCTION	0.87	6.43	0	00:20	0.072
0.531	0.000					
Structure - (10)	JUNCTION	0.91	5.56	0	00:19	0.0753
0.46	0.000					
Structure - (9)	JUNCTION	0.14	4.65	0	00:05	0.0116
0.384	0.000					
Structure - (8)	JUNCTION	0.38	4.51	0	00:18	0.0315
0.373	0.000					
Structure - (7)	JUNCTION	0.50	4.14	0	00:04	0.0414
0.342	0.000					
Structure - (6)	JUNCTION	0.53	3.63	0	00:17	0.0439
0.3	0.000					
Structure - (5)	JUNCTION	0.74	3.10	0	00:17	0.0613
0.256	0.000					
Structure - (4)	JUNCTION	0.74	2.36	0	00:17	0.0613
0.195	0.000					
Structure - (3)	JUNCTION	0.68	1.62	0	00:16	0.0563
0.134	0.000					

			MOPU.rpt			
Structure - (2)	JUNCTION	0.70	0.94	0	00:15	0.0579
0.0778	0.000					
Structure - (1)	JUNCTION	0.24	0.24	0	00:00	0.0199
0.0199	0.000					
Out-1Pipe - (12)	OUTFALL	0.87	8.17	0	00:20	0.072
0.675	0.000					

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume 10^6 ltr
Out-1Pipe - (12)	100.00	8.15	8.17	0.675
System	100.00	8.15	8.17	0.675

Link Flow Summary

Link	Type	Maximum Flow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Veloc m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth
Pipe - (12)	CONDUIT	7.30	0 00:20	0.65	0.05	0.15
Pipe - (11)	CONDUIT	6.43	0 00:19	0.62	0.04	0.14
Pipe - (10)	CONDUIT	5.56	0 00:20	0.60	0.03	0.13
Pipe - (9)	CONDUIT	4.65	0 00:19	0.57	0.03	0.12
Pipe - (8)	CONDUIT	4.51	0 00:05	0.56	0.03	0.12
Pipe - (7)	CONDUIT	4.13	0 00:18	0.54	0.03	0.11
Pipe - (6)	CONDUIT	3.64	0 00:04	0.53	0.02	0.10
Pipe - (5)	CONDUIT	3.10	0 00:17	0.56	0.02	0.09
Pipe - (4)	CONDUIT	2.36	0 00:17	0.46	0.01	0.08
Pipe - (3)	CONDUIT	1.62	0 00:17	0.47	0.85	0.71
Pipe - (2)	CONDUIT	0.94	0 00:16	0.34	0.01	0.06
Pipe - (1)	CONDUIT	0.24	0 00:15	0.23	0.00	0.03

Conduit Surcharge Summary

No conduits were surcharged.

Analysis begun on: Thu Nov 29 19:38:11 2018
Analysis ended on: Thu Nov 29 19:38:11 2018
Total elapsed time: < 1 sec

SyK.rpt

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

 WARNING 02: maximum depth increased for Node Structure - (3)
 WARNING 02: maximum depth increased for Node Structure - (2)

Element Count

Number of rain gages 0
 Number of subcatchments ... 0
 Number of nodes 13
 Number of links 12
 Number of pollutants 0
 Number of land uses 0

Node Summary

External Name	Type	Invert Elev.	Max. Depth	Ponded Area	Inflow
Structure - (12)	JUNCTION	312.82	2.09	0.0	Yes
Structure - (11)	JUNCTION	314.53	1.95	0.0	Yes
Structure - (10)	JUNCTION	315.96	2.17	0.0	Yes
Structure - (9)	JUNCTION	317.73	2.27	0.0	Yes
Structure - (8)	JUNCTION	319.66	1.90	0.0	Yes
Structure - (7)	JUNCTION	321.07	2.04	0.0	Yes
Structure - (6)	JUNCTION	322.67	1.43	0.0	Yes
Structure - (5)	JUNCTION	323.16	2.14	0.0	Yes
Structure - (4)	JUNCTION	324.86	2.17	0.0	Yes
Structure - (3)	JUNCTION	326.67	1.78	0.0	Yes
Structure - (2)	JUNCTION	328.12	1.56	0.0	Yes
Structure - (1)	JUNCTION	329.34	0.82	0.0	Yes
Out-1Pipe - (12)	OUTFALL	312.73	0.40	0.0	Yes

Link Summary

Name	From Node	To Node	Type	Length
Pipe - (12) 0.5000 0.0120	Structure - (12)	Out-1Pipe - (12)	CONDUIT	18.3

SyK.rpt

Pipe - (11)	Structure - (11)	Structure - (12)	CONDUIT	18.0
0.5000 0.0120				
Pipe - (10)	Structure - (10)	Structure - (11)	CONDUIT	18.3
0.5000 0.0120				
Pipe - (9)	Structure - (9)	Structure - (10)	CONDUIT	26.4
0.5000 0.0120				
Pipe - (8)	Structure - (8)	Structure - (9)	CONDUIT	15.2
0.5000 0.0120				
Pipe - (7)	Structure - (7)	Structure - (8)	CONDUIT	15.7
0.5000 0.0120				
Pipe - (6)	Structure - (6)	Structure - (7)	CONDUIT	9.6
0.5000 0.0120				
Pipe - (5)	Structure - (5)	Structure - (6)	CONDUIT	12.2
0.6844 0.0120				
Pipe - (4)	Structure - (4)	Structure - (5)	CONDUIT	17.2
0.5000 0.0120				
Pipe - (3)	Structure - (3)	Structure - (4)	CONDUIT	13.1
0.5000 0.0120				
Pipe - (2)	Structure - (2)	Structure - (3)	CONDUIT	12.5
0.5000 0.0120				
Pipe - (1)	Structure - (1)	Structure - (2)	CONDUIT	13.9
0.5000 0.0120				

Cross Section Summary

of	Full		Full	Full	Hyd.	Max.	No.
Barrels	Conduit	Shape	Depth	Area	Rad.	Width	
	Flow						
1	Pipe - (12)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	159.54						
1	Pipe - (11)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	159.54						
1	Pipe - (10)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	159.54						
1	Pipe - (9)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	159.54						
1	Pipe - (8)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	159.54						
1	Pipe - (7)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	159.54						
1	Pipe - (6)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	159.54						
1	Pipe - (5)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	186.66						
1	Pipe - (4)	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	
	159.54						

			SyK.rpt			
1	Pipe - (3) 1.92	CIRCULAR	0.08	0.00	0.02	0.08
1	Pipe - (2) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40
1	Pipe - (1) 159.54	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40

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 LPS

Process Models:

Rainfall/Runoff NO
RDII NO
Snowmelt NO
Groundwater NO
Flow Routing YES
Ponding Allowed YES
Water Quality NO

Flow Routing Method KINWAVE

Starting Date 11/29/2018 00:00:00

Ending Date 11/29/2018 23:00:00

Antecedent Dry Days 0.0

Report Time Step 00:05:00

Routing Time Step 30.00 sec

Control Actions Taken

Flow Routing Continuity

	Volume hectare-m	Volume 10 ⁶ ltr
	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.048	0.479
Wet Weather Inflow	0.000	0.000
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	0.048	0.478
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000

SyK.rpt

Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.000	0.001
Continuity Error (%)	0.000	

Highest Flow Instability Indexes

All links are stable.

Routing Time Step Summary

Minimum Time Step	:	30.00	sec
Average Time Step	:	30.00	sec
Maximum Time Step	:	30.00	sec
Percent in Steady State	:	0.00	
Average Iterations per Step	:	1.01	
Percent Not Converging	:	0.00	

Node Depth Summary

Reported		Average	Maximum	Maximum	Time of Max	
Depth	Type	Depth	Depth	HGL	Occurrence	Max
Meters		Meters	Meters	Meters	days hr:min	
1.67	Structure - (12)	JUNCTION	1.67	1.67	314.49	0 00:21
1.37	Structure - (11)	JUNCTION	1.37	1.37	315.91	0 00:20
1.67	Structure - (10)	JUNCTION	1.67	1.67	317.63	0 00:20
1.89	Structure - (9)	JUNCTION	1.89	1.89	319.62	0 00:20
1.36	Structure - (8)	JUNCTION	1.36	1.36	321.02	0 00:19
1.58	Structure - (7)	JUNCTION	1.58	1.58	322.65	0 00:18
0.42	Structure - (6)	JUNCTION	0.42	0.42	323.10	0 00:23

SyK.rpt

Structure - (5)	JUNCTION	1.64	1.64	324.80	0	00:18
1.64						
Structure - (4)	JUNCTION	1.79	1.79	326.64	0	00:18
1.79						
Structure - (3)	JUNCTION	1.40	1.40	328.07	0	00:17
1.40						
Structure - (2)	JUNCTION	1.17	1.17	329.28	0	00:17
1.17						
Structure - (1)	JUNCTION	0.01	0.01	329.35	0	00:00
0.01						
Out-1Pipe - (12)	OUTFALL	0.05	0.05	312.77	0	00:30
0.05						

Node Inflow Summary

Total Inflow Volume Node 10^6 ltr	Flow Balance Error Percent	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Lateral Inflow Volume 10^6 ltr
Structure - (12)	JUNCTION	0.95	4.84	0	00:23	0.0786
0.4	0.000					
Structure - (11)	JUNCTION	0.95	3.89	0	00:27	0.0786
0.321	0.000					
Structure - (10)	JUNCTION	0.45	2.94	0	00:27	0.0373
0.243	0.000					
Structure - (9)	JUNCTION	0.46	2.49	0	00:22	0.0381
0.206	0.000					
Structure - (8)	JUNCTION	0.09	2.03	0	00:26	0.00745
0.168	0.000					
Structure - (7)	JUNCTION	0.22	1.94	0	00:24	0.0182
0.16	0.000					
Structure - (6)	JUNCTION	0.27	1.72	0	00:23	0.0224
0.142	0.000					
Structure - (5)	JUNCTION	0.29	1.45	0	00:23	0.024
0.12	0.000					
Structure - (4)	JUNCTION	0.29	1.16	0	00:23	0.024
0.096	0.000					
Structure - (3)	JUNCTION	0.36	0.87	0	00:22	0.0298
0.072	0.000					

			SyK.rpt			
Structure - (2)	JUNCTION	0.37	0.51	0	00:18	0.0306
0.0422	0.000					
Structure - (1)	JUNCTION	0.14	0.14	0	00:00	0.0116
0.0116	0.000					
Out-1Pipe - (12)	OUTFALL	0.95	5.79	0	00:30	0.0786
0.478	0.000					

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume 10^6 ltr
Out-1Pipe - (12)	100.00	5.78	5.79	0.478
System	100.00	5.78	5.79	0.478

Link Flow Summary

Link	Type	Maximum Flow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Veloc m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth
Pipe - (12)	CONDUIT	4.84	0 00:30	0.57	0.03	0.12
Pipe - (11)	CONDUIT	3.89	0 00:23	0.53	0.02	0.11
Pipe - (10)	CONDUIT	2.94	0 00:27	0.50	0.02	0.09
Pipe - (9)	CONDUIT	2.49	0 00:27	0.47	0.02	0.09
Pipe - (8)	CONDUIT	2.03	0 00:22	0.44	0.01	0.08
Pipe - (7)	CONDUIT	1.94	0 00:26	0.43	0.01	0.08
Pipe - (6)	CONDUIT	1.72	0 00:24	0.42	0.01	0.07
Pipe - (5)	CONDUIT	1.45	0 00:23	0.44	0.01	0.06
Pipe - (4)	CONDUIT	1.16	0 00:23	0.37	0.01	0.06
Pipe - (3)	CONDUIT	0.87	0 00:23	0.41	0.45	0.47
Pipe - (2)	CONDUIT	0.51	0 00:22	0.29	0.00	0.04
Pipe - (1)	CONDUIT	0.14	0 00:18	0.19	0.00	0.02

Conduit Surcharge Summary

No conduits were surcharged.

Analysis begun on: Thu Nov 29 19:27:47 2018
Analysis ended on: Thu Nov 29 19:27:47 2018
Total elapsed time: < 1 sec

11.6 RESULTADOS DEL SUELOS INDUSTRIALES

A continuación se presentan los resultados del análisis hidráulico con las herramientas informáticas seleccionadas.

11.6.1 Resultados CYPE INFRAESTRUCTURAS URBANAS

11.6.2 Resultados SWMM