COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS OFRECIDOS POR EL PROGRAMA CALALC Y EL PROGRAMA EPA SWMM V 5.1 EN LA ETAPA DE DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADOS.

GISELL DAYANA MORA CORREDOR

WILMER DANILO JIMÉNEZ ORTIZ

UNIVERSIDAD DISTRITAL FRANCISCO JOSÉ DE CALDAS

FACULTAD DEL MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES

INGENIERÍA SANITARIA

BOGOTÁ D.C – 2016

COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS OFRECIDOS POR EL PROGRAMA CALALC Y EL PROGRAMA EPA SWMM V 5.1 EN LA ETAPA DE DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADOS.

GISELL DAYANA MORA CORREDOR

WILMER DANILO JIMÉNEZ ORTIZ

Trabajo de grado para obtener el título de ingenieros Sanitarios.

ASESOR: JORGE ALBERTO VALERO FANDIÑO

INGENIERO CIVIL, MSC.

UNIVERSIDAD DISTRITAL FRANCISCO JOSÉ DE CALDAS

FACULTAD DEL MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES

INGENIERÍA SANITARIA

BOGOTÁ D.C – 2016

Agradecimientos y dedicatoria

Les agradecemos a nuestras familias que gracias a su apoyo hemos logrado culminar nuestro objetivo de convertirnos en ingenieros sanitarios, a nuestros amigos que han estado presentes en cada momento y a nuestra Universidad Distrital la cual nos abrió sus puertas y permitió que se cumpliera esta meta.

Dedico este documento a mi familia, a mis padres Néstor Mora y Floralba Corredor que gracias a ellos he logrado cada meta propuesta y mi formación como persona, a mis hermanos Faysuli Mora y William Preciado que han sido mi ejemplo a seguir y a mis sobrinos porque quiero ser el ejemplo a seguir de ellos; principalmente a mi esposo y compañero de vida Wilmer Jiménez que juntos emprendimos este proyecto y hoy vemos los frutos de lo que hemos cosechado.

Gisell Mora

Dedico este proyecto a mi familia, a mi madre Rubiela Ortiz, mi querida hermana Sandra Jiménez y mi sobrino Juan Mancera quienes a pesar de la distancia me han apoyado incondicionalmente y han estado muy al tanto desde el inicio de mi formación académica. A mi padre Rafael Jiménez por su carisma y sus consejos los cuales me han ayudado a formar un carácter idóneo como profesional, a mis suegros, cuñados y sobrinas los cuales han estado diariamente al tanto de este proceso y nos han apoyado incondicionalmente en todo lo que hemos necesitado y muy especialmente, dedico a mi esposa y confidente Gisell Mora sin la cual no hubiera sido posible la realización de este gran trabajo.

Wilmer Jiménez

Por último agradecemos la dedicación y entrega de nuestro director, el Ingeniero Jorge Alberto Valero Fandiño del cual hemos aprendido de sus invaluables valores como profesional y como persona; le agradecemos por su tiempo dedicado, sus conocimientos brindados y su apoyo incondicional para nuestra formación como futuros ingenieros, cada uno de sus consejos estarán siempre presentes en nuestras vidas.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN **10**

1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA **11**

2 JUSTIFICACIÓN **12**

3 OBJETIVOS **13**

3.1 OBJETIVO GENERAL 13
3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS 13

4 MARCOS DE REFERENCIA **14**

4.1 MARCO GEOGRAFICO. 14
4.2 MARCO CONCEPTUAL 14
4.2.1 PROGRAMA CALALC. *15*
4.2.2 MODELO STORM WATER MAGNAMENT MODEL (SWMM) V. 5.1. ..... *15*
4.2.3 METODOLOGIA DE LA EAAB. *16*
4.3 MARCO JURIDICO 17

5 METODOLOGÍA **18**

6 MODELACIÓN DE REDES DE ALCANTARILLADO **21**

6.1 MODELACION DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO 21
6.1.1 DISEÑO CON EL PROGRAMA CALALC. *22*
6.1.2 DISEÑO CON EL PROGRAMA EPA SWMM V 5.1. ..... *23*
6.2 ALCANTARILLADO PLUVIAL 24

7 ANÁLISIS DE RESULTADOS **26**

7.1 ANALÍSIS DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO 28
7.1.1 CAUDAL DE DISEÑO TOTAL. *28*
7.1.2 ÁNGULO THETA (θ). *30*
7.1.3 PROFUNDIDAD DE LA LAMINA DE AGUA (Y). *31*
7.1.4 VELOCIDAD (V). *33*
7.1.5 ESFUERZO CORTANTE (τ) *35*
7.1.6 NÚMERO DE FROUDE (fr). *36*
7.1.7 COTA BATEA SUPERIOR. *38*
7.1.8 COTA DE ENERGIA TOTAL AGUAS ABAJO. *39*
7.2 COMPARACIÓN TITULO D RAS 2000 VS 2015 (VERSIÓN DE PRUEBA) 43
7.2.1 ALCANTARILLADO SANITARIO. *43*
7.2.1.1 Proyección de la población. 43
7.2.1.2 Periodo de diseño. 43
7.2.1.3 Contribución de aguas residuales. 44
7.2.1.3.1 Caudal de aguas residuales domésticas. 44
7.2.1.3.2 Caudal de aguas residuales industriales. 44
7.2.1.3.3 Caudal de aguas residuales comerciales. 44
7.2.1.3.4 Caudal de aguas residuales institucionales 45
7.2.1.3.5 Conexiones Erradas. 45
7.2.1.3.6 Caudales por infiltración. 45
7.2.1.3.7 Caudal medio diario. 45
7.2.1.3.8 Factor de mayoración. 45
7.2.1.3.9 Caudal máximo horario. 46
7.2.1.3.10 Caudal de diseño. 46
7.2.1.4 Diámetro interno real mínimo. 46
7.2.1.5 Velocidades permitidas. 46
7.2.1.5.1 Velocidad mínima permitida. 46

7.2.1.5.2 Velocidad máxima permitida. 46
7.2.2 ALCANTARILLADO PLUVIAL. *47*
7.2.2.1 Áreas de drenaje. 47
7.2.2.2 Caudal de diseño. 47
7.2.2.2.1 Modelos de escorrentía. 47
7.2.2.2.2 Método racional. 47
7.2.2.2.3 Curvas IDF. 47
7.2.2.2.4 Periodo de retorno de diseño. 48
7.2.2.2.5 Intensidad de precipitación. 48
7.2.2.2.6 Coeficiente de escorrentía. 48
7.2.2.2.7 Tiempo de concentración. 48
7.2.2.2.8 Otros aportes de caudal. 48
7.2.2.3 Diámetro interno mínimo. 49
7.2.2.4 Velocidades permitidas. 49
7.2.2.4.1 Velocidad mínima permitida. 49
7.2.2.4.2 Velocidad máxima permitida. 49
7.2.3 CRITERIOS HIDRAULICOS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADOS SANITARIO Y PLUVIAL. *49*
7.2.3.1 Profundidad hidráulica. 50
7.2.3.2 Movimiento del agua en la tubería 50
7.2.3.3 Esfuerzo cortante. 50
7.2.3.4 Número de Froude. 50
7.2.3.5 Perdidas de energía. 51
7.2.3.6 Profundidades a cota clave 51
7.2.3.6.1 Profundidad mínima a la cota clave de las tuberías. 51
7.2.3.6.2 Profundidad máxima a la cota clave de las tuberías. 51
8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 52
APÉNDICES 56
ANEXOS 103

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. LOCALIZACIÓN DE PROYECTO ENSUEÑO. 14

LISTA DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1. CONFIGURACIÓN GENERAL DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO. 27
ILUSTRACIÓN 2. CONFIGURACIÓN GENERAL DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL. 27
ILUSTRACIÓN 3. CAUDALES DE DISEÑO PARA EL ALCANTARILLADO SANITARIO 29
ILUSTRACIÓN 4. CAUDALES DE DISEÑO PARA EL ALCANTARILLADO PLUVIAL. 30
ILUSTRACIÓN 5. ALTURA DE LA LÁMINA DE AGUA EN LA RED ALCANTARILLADO SANITARIO. 32
ILUSTRACIÓN 6. ALTURA DE LA LÁMINA DE AGUA EN LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL. 33
ILUSTRACIÓN 7. VELOCIDADES EN LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO. 34
ILUSTRACIÓN 8. VELOCIDADES EN LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL. 34
ILUSTRACIÓN 9. NUMERO DE FROUDE EN LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO. 37
ILUSTRACIÓN 10. NUMERO DE FROUDE EN LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL. 37
ILUSTRACIÓN 11. COTA DE ENERGÍA AGUAS ABAJO PARA LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO. 41
ILUSTRACIÓN 12. COTA DE ENERGÍA AGUAS ABAJO PARA LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL. 41
ILUSTRACIÓN 13. PERFIL DE DISEÑO DEL COLECTOR PRINCIPAL PARA EL ALCANTARILLADO SANITARIO. 42
ILUSTRACIÓN 14. PERFIL DE DISEÑO DEL COLECTOR PRINCIPAL PARA EL ALCANTARILLADO PLUVIAL. 42

LISTA DE TABLAS

TABLA 1. NORMATIVIDAD APLICABLE PARA EL PRESENTE ESTUDIO 17
TABLA 2 CONDICIONES PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO LA RED SANITARIA 22
TABLA 3. PARÁMETROS DE DISEÑO PARA DETERMINACIÓN DEL QDT CON PROGRAMA CALALC. 22
TABLA 4. CONDICIONES PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO LA RED PLUVIAL 24
TABLA 5. REMC PARA CAUDAL DE DISEÑO TOTAL DEL ALCANTARILLADO SANITARIO. 28
TABLA 6. REMC PARA EL ÁNGULO THETA DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO. 31
TABLA 7. REMC PARA PROFUNDIDAD DE LA LÁMINA DE AGUA EN LA TUBERÍA DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO. 32
TABLA 8. REMC PARA PROFUNDIDAD DE LA LÁMINA DE AGUA EN LA TUBERÍA DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO. 33
TABLA 9. REMC PARA EL ESFUERZO CORTANTE DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO. 35
TABLA 10. REMC PARA EL NÚMERO DE FROUDE EN LAS REDES DE ALCANTARILLADO. 36
TABLA 11. REMC PARA LA COTA BATEA SUPERIOR DE LOS TRAMOS DE SALIDA EN LAS REDES DE ALCANTARILLADO. 38
TABLA 12. REMC PARA LA COTA DE ENERGÍA TOTAL AGUAS ABAJO EN LAS REDES DE ALCANTARILLADO. 40
TABLA 13 CUADRO COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS DE CÁLCULO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL. 56
TABLA 14. CAUDAL DE DISEÑO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO. 59
TABLA 15. ÁNGULO THETA (Θ) PARA ALCANTARILLADO SANITARIO. 59
TABLA 16. PROFUNDIDAD DE LA LÁMINA DE AGUA EN LA TUBERÍA (Y) PARA ALCANTARILLADO SANITARIO. 60
TABLA 17. VELOCIDAD EN LA TUBERÍA PARA ALCANTARILLADO SANITARIO. 60
TABLA 18. ESFUERZO CORTANTE EN LA TUBERÍA PARA ALCANTARILLADO SANITARIO. 61
TABLA 19. NÚMERO DE FROUDE EN LA TUBERÍA PARA ALCANTARILLADO SANITARIO. 61
TABLA 20. COTA BATEA SUPERIOR PARA ALCANTARILLADO SANITARIO. 62
TABLA 21. COTA DE ENERGÍA TOTAL AGUAS ABAJO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO. 62
TABLA 22. ÁNGULO THETA (Θ) PARA ALCANTARILLADO PLUVIAL. 63
TABLA 23. PROFUNDIDAD DE LA LÁMINA DE AGUA EN LA TUBERÍA (Y) PARA ALCANTARILLADO PLUVIAL. 63
TABLA 24. VELOCIDAD EN LA TUBERÍA PARA ALCANTARILLADO PLUVIAL. 64
TABLA 25. ESFUERZO CORTANTE EN LA TUBERÍA PARA ALCANTARILLADO PLUVIAL. 64
TABLA 26. NÚMERO DE FROUDE EN LA TUBERÍA PARA ALCANTARILLADO PLUVIAL. 65
TABLA 27. COTA BATEA SUPERIOR PARA ALCANTARILLADO PLUVIAL. 65
TABLA 28. COTA DE ENERGÍA TOTAL AGUAS ABAJO PARA ALCANTARILLADO PLUVIAL. 66
TABLA 29. COMPARACIÓN DEL RAS TÍTULO D 2000 VS 2015 (VERSIÓN DE PRUEBA) PARA ALCANTARILLADO SANITARIO. 67
TABLA 30 COMPARACIÓN DEL RAS TÍTULO D 2000 VS 2015 (VERSIÓN DE PRUEBA) PARA ALCANTARILLADO PLUVIAL. 80
TABLA 31 COMPARACIÓN DE DISEÑO HIDRÁULICO (FLUJO UNIFORME) DE REDES DE ALCANTARILLADO TÍTULO D DEL RAS 2000 VS 2015 (VERSIÓN DE PRUEBA) PARA ALCANTARILLADOS SANITARIO Y PLUVIAL. 94

RESUMEN

El diseño de alcantarillados implica la realización de innumerables cálculos matemáticos, es por eso que surgió la herramienta Calculadora de Alcantarillados "CALALC" elaborada por el Ingeniero Jorge Alberto Valero Fandiño hacia el año 2011, como un instrumento que facilitaría dichos cálculos y además permitiría la adecuada formación de profesionales en el área.

Con la finalidad de aportar al desarrollo en el dimensionamiento de alcantarillados sanitario y pluvial en Colombia, se presenta este documento el cual busca realizar una evaluación al programa CALALC frente a diferentes metodologías de cálculo aplicadas en el país, para así poder avalar su funcionamiento y exactitud con base en los resultados ofrecidos. Se tomó un proyecto ejecutado por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá "EAAB", se diseñó con CALALC y el software Storm Water Management Model "SWMM" versión 5.1 desarrollado por la EPA. Se realizó la comparación de los resultados obtenidos los cuales permitieron evidenciar la exactitud del modelamiento hidráulico que tiene el programa CALALC, exceptuando el cálculo de caudales debido a que en Bogotá se aplican consideraciones distintas a las descritas en el RAS 2000 las cuales ejecuta CALALC en su funcionamiento.

Finalmente se presenta la comparación del título D del RAS 2000 versus la versión 2015 (Versión de prueba) en cuanto a criterios fundamentales para el diseño de redes de alcantarillado donde se muestran diferencias, similitudes y nuevas consideraciones, siendo esto de gran importancia en la actualización normativa para el área.

Palabras clave: CALALC, EPA SWMM, programa, diseño de alcantarillados, flujo uniforme.

ABSTRACT

The design of sewerage systems involves making numerous mathematical calculations; that is how the Calculator Sewers tool "CALALC" was developed by the Engineer Jorge Alberto Valero Fandiño in 2011, it was thought as an instrument that would not only facilitate such calculations but also allow the adequate training of professionals in such area.

In order to contribute to the development of the sanitary and storm water sewers system in Colombia, this document aims at making an assessment of the CALALC program compared to other different calculation methods applied in the country. Thus to endorse its operation and accuracy based on the results offered. We took a project implemented by the Water and Sewerage Company of Bogotá "EAAB", then we designed it using CALALC and the software Storm Water Management Model "SWMM" version 5.1 developed by EPA. Next, the obtained results were compared, which allowed to evidence the accuracy of the hydraulic modeling that the CALALC program has, except for the flow calculation because in Bogota different considerations other than those described are applied in the RAS 2000 which CALALC runs in its functioning.

Finally, the comparison of RAS 2000 title D is presented against the 2015 version (Test version) as fundamental criteria for the design of sewage networks, where differences, similarities and new considerations are shown; this being of great importance in updating regulations for the area.

Keywords: CALALC, EPA SWMM, program, sewer system design, steady flow.

INTRODUCCIÓN

El dimensionamiento de alcantarillados es considerado como un área de cierta complejidad debido a todas las consideraciones que se deben tener en cuenta para que las aguas residuales o aguas lluvias puedan ser evacuadas de forma segura y económica, para evitar consigo problemas principalmente enfocados en la salud y en la parte ambiental. Hoy por hoy es comúnmente utilizada la modelación como instrumento clave donde ocurre la representación del mundo real por medio de métodos matemáticos y científicos; dichos modelos integran distintos tipos de conocimientos con el fin de solucionar diferentes problemáticas que se originan a diario (Nagle , Saff, & Snider, 2005).

El programa Calculadora de Alcantarillados "CALALC" nace bajo la necesidad de contribuir en el desarrollo de la formación de estudiantes de pregrado en el área de alcantarillados. Como estudiantes durante el proceso de aprendizaje se evidenció que es una herramienta útil, de fácil manejo, la cual involucra todo los componentes del diseño de una red de alcantarillado ofreciendo resultados exactos. El presente documento tiene como finalidad comparar y evaluar esta metodología de cálculo frente a un software avalado internacionalmente como lo es el SWMM desarrollado por la EPA tomando como referencia de comparación los resultados del diseño de las redes de alcantarillado sanitario y pluvial del proyecto "Ensueño" ejecutado por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá (EAAB).

Para el análisis se realizó la comparación entre los resultados de diseño ofrecidos por la EAAB y el programa CALALC, EPA SWMM vs CALALC y la EAAB vs EPA SWMM revisando los criterios específicos para el diseño de alcantarillados como el caudal de diseño, ángulo Theta, profundidad de la lámina de agua, velocidad, esfuerzo cortante, numero de Froude, cota batea superior y cota de energía total aguas abajo, evaluados mediante la métrica Raíz del Error Medio Cuadrático (REMC), obteniendo como resultado principal que la simulación entre el programa SWMM y CALALC bajo condiciones de flujo uniforme tienen en el menor REMC en todo el diseño hidráulico de los sistemas de alcantarillado, esto favoreciendo la confiabilidad del programa CALALC. En la comparación efectuada para las metodologías del EAAB y CALALC la principal diferencia radica en la obtención de algunas de las propiedades geométricas de los conductos y las relaciones hidráulicas las cuales son esenciales dentro de todo el diseño de los sistemas en donde CALALC ejecuta métodos numéricos exactos dentro de su estructura.

Finalmente se verificó la nueva propuesta de modificación del Título D del RAS 2000 haciendo revisión de ítems específicos que aplican dentro del diseño de las redes de alcantarillado con la intensión de mostrar los cambios y nuevas consideraciones que surgen para mejorar las condiciones de dimensionamiento de los sistemas de evacuación de aguas residuales y aguas lluvias, donde se evidencio principalmente cambios en periodos de diseño, aplicación de modelos de lluvia-escorrentía, metodologías nuevas para la determinación de pérdidas de energía en las estructuras de conexión y ofrece un amplio panorama de diseño hidráulico para los diferentes tipos de regímenes de flujo que se pueden presentar en los sistemas de alcantarillado.

1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Con el crecimiento poblacional que se tiene en países como Colombia se ha aumentado la necesidad de dotar a la población de servicios públicos como es la construcción de alcantarillados; obras civiles que permiten la recolección, conducción y disposición final de aguas residuales y aguas lluvias, estas a su vez reducen los riesgos para la salud por la generación de enfermedades asociadas al saneamiento básico (manejo integral del agua y los residuos). (DNP, 2004).

Por otra parte se ha evidenciado la necesidad de ampliar la cobertura y de mejorar los sistemas de alcantarillados, que en algunos casos han cumplido su periodo de diseño ocasionando diferentes fallas en su funcionamiento, entre las que se destaca el colapso estructural en los sistemas, generando diferentes problemáticas como desgastes en las paredes de las tuberías lo cual provoca afectaciones tanto en vías públicas como en viviendas. (Superservicios, 2015)

Por lo anterior es fundamental contar con herramientas confiables y acreditadas que faciliten el diseño de estructuras de alcantarillados sanitario y pluvial necesarios para solucionar los problemas que se tienen a nivel de salud pública por la evacuación de aguas residuales y que a su vez den cumplimiento a lo establecido en la normatividad vigente. A nivel mundial existen actualmente una variedad de modelos de simulación de diseño de alcantarillado tanto sanitario como pluvial, por tal motivo el presente documento busca evaluar el programa "Calculadora de Alcantarillados CALALC" como una herramienta informática capaz de simular el diseño de dichos sistemas con una alta eficiencia en sus resultados y que permita a su vez convertirse en un elemento de apoyo a nivel ingenieril.

Finalmente con la nueva propuesta que se tiene en evaluación del título D del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS) es de interés para nosotros como futuros ingenieros dar a conocer los cambios que se tienen en la propuesta respecto a la versión que actualmente se viene aplicando.

2 JUSTIFICACIÓN

En Colombia a partir del año 2011 el Ingeniero Civil, MSC Jorge Alberto Valero Fandiño ha venido desarrollando el programa denominado CALALC "Calculadora de Alcantarillados" la cual surgió como una herramienta didáctica para estudiantes de pregrado y ha tenido tal trascendencia en su uso académico que se ha visto la importancia de evaluar y comparar los resultados en cuanto a determinación de caudales de diseño, comportamiento hidráulico y cálculo de cotas ofrecidos por el programa, avalando así su confiabilidad frente a otras metodologías de cálculo como es el caso del modelo realizado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA) Storm Water Management Model (SWMM)V 5.1 el cual es ampliamente utilizado nivel mundial ya que permite simular tanto la cantidad como la calidad del agua evacuada especialmente en alcantarillados urbanos (EPA, 2015) y la metodología de cálculo que tiene actualmente la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá (EAAB) en el dimensionamiento de redes de alcantarillado.

Por lo anterior, la comparación y evaluación realizada en el presente documento del programa CALALC permitirá que sus usuarios tengan la validación de éste a partir bases fundamentadas en la teoría del diseño de redes de alcantarillados, analizando y sustentando sus resultados por métodos estadísticos, determinando consigo el nivel de variación que pueda tener frente a metodologías avaladas e implementadas a nivel cotidiano en el campo del diseño de alcantarillados.

Es de gran importancia referir en esta sección, que el haber utilizado CALALC de forma preliminar en las aulas de clase de la universidad, motiva dar a conocer esta metodología como una herramienta de fácil uso y gran utilidad tanto para la comunidad estudiantil porque permite comprender de forma preliminar toda la fundamentación teórica para el diseño de alcantarillados, teniendo así una herramienta de calidad para continuar con sus estudios en el área; así mismo para que contribuya a los profesionales del área que requieran de herramientas útiles en el dimensionamiento de alcantarillados tendiente a mejorar las condiciones de saneamiento en el país, en especial aquellas poblaciones que presentan las mayores problemáticas y que no existe una norma explicita para determinada zona.

Por último es fundamental analizar la nueva propuesta de modificación que se tiene del título D del RAS 2000 frente al diseño de alcantarillados a nivel nacional, debido a que los cambios y/o nuevas consideraciones son de gran importancia a tener en cuenta a nivel profesional.

3 OBJETIVOS

3.1 OBJETIVO GENERAL

Comparar los resultados ofrecidos por el programa CALALC y el programa EPA SWMM V 5.1 en la etapa de diseño de redes de alcantarillados teniendo como referencia el proyecto "Ensueño" de la EAAB.

3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Realizar el diseño de las redes de alcantarillados pluvial y sanitario del proyecto Ensueño de la EAAB de forma manual y por medio de los programas de diseño CALALC y EPA SWMM V 5.1.

- Analizar los resultados obtenidos a partir de los diseños realizados por los modelos de simulación de alcantarillados y de manera manual.

- Evaluar la funcionalidad y confiabilidad de los resultados del programa CALALC en el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial.

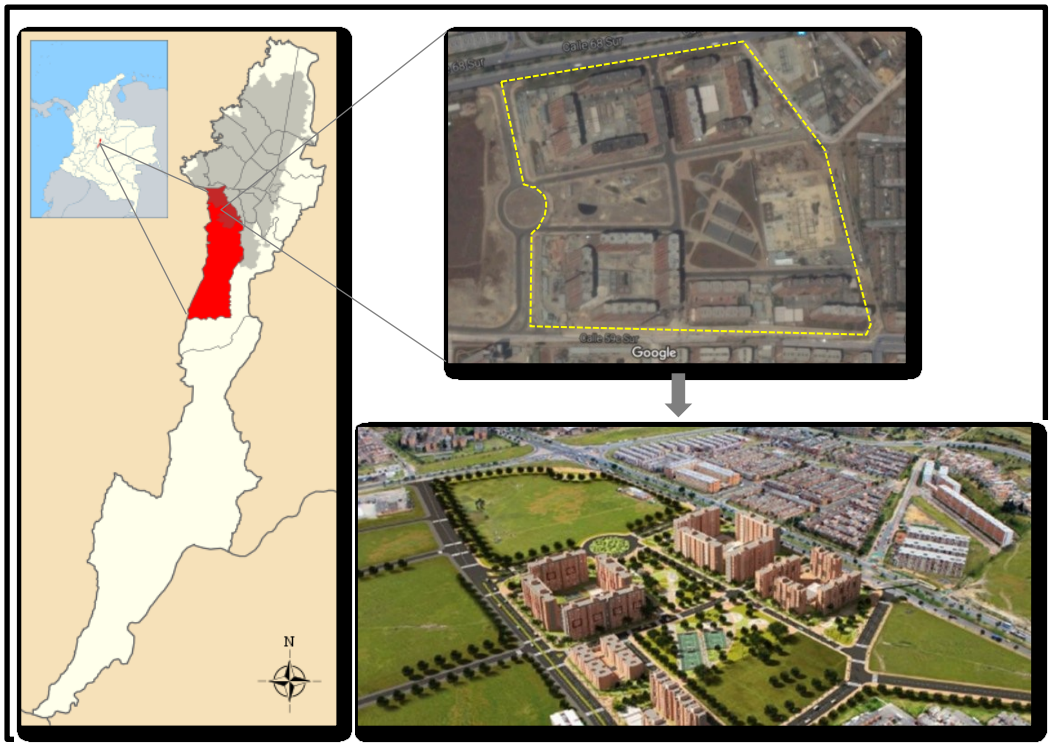
- Verificar la propuesta de modificación del título D del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000).

4 MARCOS DE REFERENCIA

4.1 MARCO GEOGRAFICO.

Para la evaluación y comparación de los resultados ofrecidos por el programa CALALC se seleccionó el proyecto Ensueño, el cual se diseñó para satisfacer la demanda de aproximadamente 14000 habitantes, ubicados en el barrio Madelena de la localidad Ciudad Bolívar. Este cuenta con una extensión de 5.66 hectáreas con uso del suelo principalmente residencial en donde la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá se encargó de diseñar y a su vez ejecutar las obras de alcantarillado sanitario y pluvial.

Figura 1. Localización de proyecto Ensueño.



Fuente. Autores.

4.2 MARCO CONCEPTUAL

El notable avance de la informática ha ayudado a desarrollar software de modelación que permiten contar con potentes capacidades de cálculo, resolviendo con rapidez las ecuaciones matemáticas representativas de fenómenos físicos; la utilización de estas herramientas informáticas dan solución a problemas a nivel de ingeniería y han trascendido con bastante regularidad, que hoy en día se vuelve una necesidad tener como base modelos de simulación en diversos campos.

Es por esto que nace la importancia de conocer programas que sean innovadores, útiles y que contribuyan al desarrollo de nuevas tecnologías en el país, como es el caso del programa CALALC "Calculadora de Alcantarillados" la cual es una herramienta que nace en búsqueda de formar profesionales en el área de alcantarillados.

4.2.1 PROGRAMA CALALC.

El programa de cálculo CALALC "Calculadora de Alcantarillados" elaborada por el Ingeniero Civil MSC, Jorge Alberto Valero Fandiño hacia el año 2011, surgió como una herramienta académica soportada por Excel® para la comprensión a estudiantes de pregrado sobre el dimensionamiento de redes de alcantarillado sanitario y pluvial.

Dentro de la modelación de las redes de alcantarillado, CALALC incorpora rutinas que permite acumular automáticamente áreas de drenaje, tiempos de concentración para el cálculo de caudales de diseño, brinda condiciones hidráulicas en conductos circulares a gravedad y facilita los empates de tuberías por línea de energía. Adicionalmente el programa tiene como base de cálculos y chequeos lo estipulado en el título D del RAS 2000 para de esta manera poder dar cumplimiento a lo establecido en la normatividad vigente del país (Valero Fandiño, 2014).

El dimensionamiento hidráulico efectuado por el programa para las tuberías de alcantarillado se calcula bajo condiciones de flujo permanente y uniforme; considerando que este tipo de flujo es teóricamente imposible de encontrar de forma natural, es posible referir que al mantener constantes a lo largo de un canal, el caudal, profundidad, sección transversal, la pendiente, rugosidad y alineamiento horizontal se consideraría las condiciones de flujo enunciadas y por ende es factible utilizar las metodologías fundamentales como el caso de la ecuación de Manning en el diseño de las tuberías de la red (Cadavid R, 2006). Adicionalmente se establece en el RAS que los colectores de sistemas de drenaje urbanos deben diseñarse como conducciones a flujo libre por gravedad y teniendo en cuenta que el flujo de las aguas residuales no es permanente, sin embargo, el dimensionamiento hidráulico de la sección de un colector puede hacerse suponiendo que el flujo en éste es uniforme (Ministerio de Desarrollo Economico, 2000).

La evaluación del modelo se realizó por medio de la fundamentación teórica del Ingeniero Ricardo Alfredo López Cualla a través de su libro "Elementos de diseño de acueductos y alcantarillados", en donde se realizó una comparación con un ejemplo de diseño del autor, evaluándose los resultados mediante la metodología estadística del REMC, obteniéndose óptimos resultados al dar muy bajos errores en la comparación efectuada (Valero Fandiño, 2014).

4.2.2 MODELO STORM WATER MAGNAMENT MODEL (SWMM) V. 5.1.

El modelo *Storm Water Management Model* "SWMM" (Modelo de gestión de aguas pluviales) desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos es quizá una de las herramienta más utilizadas para la simulación de redes de alcantarillado urbanos, esta se desarrolló por primera vez en 1971 experimentando desde entonces diversas mejoras, teniendo hasta hoy la versión 5.1 realizada por la *National Risk Management Research Laboratory* de

Estados Unidos perteneciente a la EPA; el modelo actualmente funciona bajo Windows siendo de libre y fácil instalación (EPA, 2015).

El programa dentro de muchas de sus cualidades permite introducir datos de entrada al área de drenaje, simular el comportamiento hidráulico y estimar la calidad del agua pudiendo ver estos resultados en una gran variedad de formatos donde se incluyen mapas, gráficos, tablas de evolución a lo largo del tiempo, diagramas de perfil y análisis estadísticos de frecuencia (EPA, 2015).

SWMM contiene un conjunto flexible de herramientas de modelación hidráulica para el análisis de flujo producido principalmente por la escorrentía superficial y los aportes externos de caudal a través de una red de tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento y tratamiento. Adicionalmente permite manejar redes de tamaño ilimitado utilizando una amplia variedad de geometrías para las conducciones, tanto tuberías cerradas así como canales abiertos incluso naturales (EPA, 2015).

El análisis hidráulico del software se realiza por medio de diferentes métodos, como lo son, flujo uniforme, onda cinemática y onda dinámica, las dos últimas mediante la resolución completa de las ecuaciones de Saint Venant. Como se mencionó anteriormente en la descripción del programa CALALC en cuanto al modelamiento hidráulico de los colectores, es de gran importancia tratar sobre el enrutamiento que se tiene en común con SWMM siendo el modelo de flujo uniforme, que corresponde como la forma más sencilla de representar el comportamiento del agua dentro de las tuberías, para éste el programa asume que no existen incrementos en el tiempo respecto al agua que ingresa en un conducto y utiliza la ecuación de Manning para representar el comportamiento al interior del mismo (EPA, 2015).

4.2.3 METODOLOGIA DE LA EAAB.

A nivel nacional se considera que las ciudades o zonas del país que tengan los recursos para la creación de su propia normatividad para el diseño de alcantarillados, pueden adoptar una reglamentación técnica de obligatorio cumplimiento.

La Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá, como el principal ente en la ejecución de obras de Acueducto y Alcantarillado en la capital del país, cuenta con la Norma Técnica de Servicio NS-085 la cual establece todos los criterios técnicos y límites permisibles para el dimensionamiento de las redes de alcantarillado sanitario y pluvial.

Dentro de la metodología que posee la EAAB la cual se encuentra enmarcada dentro de la norma anteriormente mencionada se cuenta principalmente con la estimación de caudales para los sistemas de alcantarillado, diseños hidráulicos, criterios de localización, estructuras complementarias y los requisitos para la rehabilitación de los sistemas existentes. (EAAB, 2009)

El análisis hidráulico de la sección de un colector comprendido en la metodología que tiene la EAAB se fundamenta al igual que el titulo D del RAS 2000 en suponer que el flujo es uniforme, esto validado particularmente para colectores de diámetro pequeño (inferior a 24 pulgadas), mencionándose que existen condiciones de frontera que pueden generar mayores profundidades a las obtenidas por los métodos de flujo uniforme. Para el cálculo de las relaciones

hidráulicas se debe hacer uso de la tabla enunciada en el parágrafo 4.3.1.3 calculadas con el coeficiente "n" de Manning variable con respecto a la profundidad y elaborada con los resultados de (n/n_0 diferente de 1) (EAAB, 2009).

Con el objetivo de analizar el comportamiento hidráulico de una red sanitaria y pluvial modelada con el programa CALALC y establecer su funcionalidad respecto a diferentes metodologías de cálculo, se explicarán las consideraciones teóricas más importantes en el diseño de un sistema de alcantarillado, como lo es, caudal de diseño total (QDT), ángulo Theta (θ), velocidad (V), altura de la lámina de agua en la tubería (Y), numero de Froude (Fr) y esfuerzo cortante (τ). En la **Tabla 13**, situada en el apéndice, se mostrarán las ecuaciones de cálculo que utiliza cada una de las metodologías empleadas en el estudio.

4.3 MARCO JURIDICO

A continuación se referencia la normatividad legal aplicada para el desarrollo de los resultados y análisis efectuados con el fin de realizar la comparación entre los resultados ofrecidos por el programa CALALC y el programa EPA SWMM V5.1 en la etapa de diseño de redes de alcantarillados.

Tabla 1. Normatividad aplicable para el presente estudio

NORMA	FECHA DE EXPEDICION	ENTIDAD QUE LA EXPIDE	QUE SE REGLAMENTA
Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – Titulo D. (Versión de prueba).	2015	Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio	Sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y aguas lluvias.
Norma Técnica de Servicio -NS – 085 V 2.0	Noviembre de 2009	Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá ESP – EAAB.	Criterios de diseño de sistemas de alcantarillado.
Resolución 0903	Octubre 22 de 2009	Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá ESP – EAAB.	Por la cual se adopta algunas normas técnicas para la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá – ESP
Norma Técnica de Servicio -NS – 029 V 3.4	Noviembre de 2006	Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá ESP – EAAB.	Pozos de inspección.
Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – Titulo D	Noviembre de 2000	Ministerio de Desarrollo Económico.	Sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales.

Fuente: Autores

5 METODOLOGÍA

Para poder cumplir con los objetivos propuestos en el presente trabajo, éste se organizó por medio de fases, actividades y procesos; definidos de acuerdo a las necesidades que se proyectaron inicialmente y que servirían para llevar a cabo la comparación entre los resultados ofrecidos por el programa CALALC y el programa EPA SWMM V 5.1 en la etapa de diseño de redes de alcantarillados.

Como primera fase del proyecto se realizó el procesamiento de la información, en el cual se recopilaron los datos primarios como memorias de cálculo, planos e informes del proyecto Ensueño; a partir de la misma se procedió a realizar el diseño de las redes de alcantarillado de forma manual, con el programa CALALC y el programa EPA SWMM V 5.1, obteniendo de cada uno de ellos los resultados idóneos para la posterior comparación de dichas metodologías.

Posteriormente en la segunda fase se llevó a cabo la comparación y análisis de los resultados y/o diseños obtenidos a partir de las metodologías consideradas, calculando consigo los diferentes errores por el método estadístico REMC (Raíz del Error Medio Cuadrático) teniendo como control específico el diseño ejecutado por la EAAB; adicionalmente en esta fase se realizó la comparación del Título D del RAS 2000 frente al Título D del RAS 2015 (Versión de Prueba).

Como fase final, se realizó la evaluación del programa CALALC para conceptuar su funcionalidad, confiabilidad y exactitud en la etapa de diseño de redes de alcantarillado sanitario y pluvial; así mismo la verificación y evaluación de los cambios y nuevas consideraciones que se tienen propuestas en la nueva versión del título D del RAS 2015 (Versión de prueba) (Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio, 2015).

Durante la realización del proyecto inicialmente se plantea la comparación de las metodologías que utiliza el programa CALALC versus el modelo SWMM V 5.1 de la EPA teniendo como referencia los resultados y metodología utilizada por la EAAB en cuanto a criterios fundamentales de diseño como caudal de diseño (QDT), ángulo theta (θ), profundidad de la lámina de agua (Y), velocidad (V), número de Froude (Fr), esfuerzo cortante (τ), cota de energía aguas abajo y cota batea superior.

La comparación efectuada entre las metodologías aplicadas en el estudio fue efectiva en los criterios de profundidad de la lámina de agua, velocidad, número de Froude y cota de energía aguas abajo; para los criterios de caudal de diseño total, ángulo Theta, esfuerzo cortante y cotas bateas no fue posible dicha comparación con el programa SWMM V 5.1 debido a:

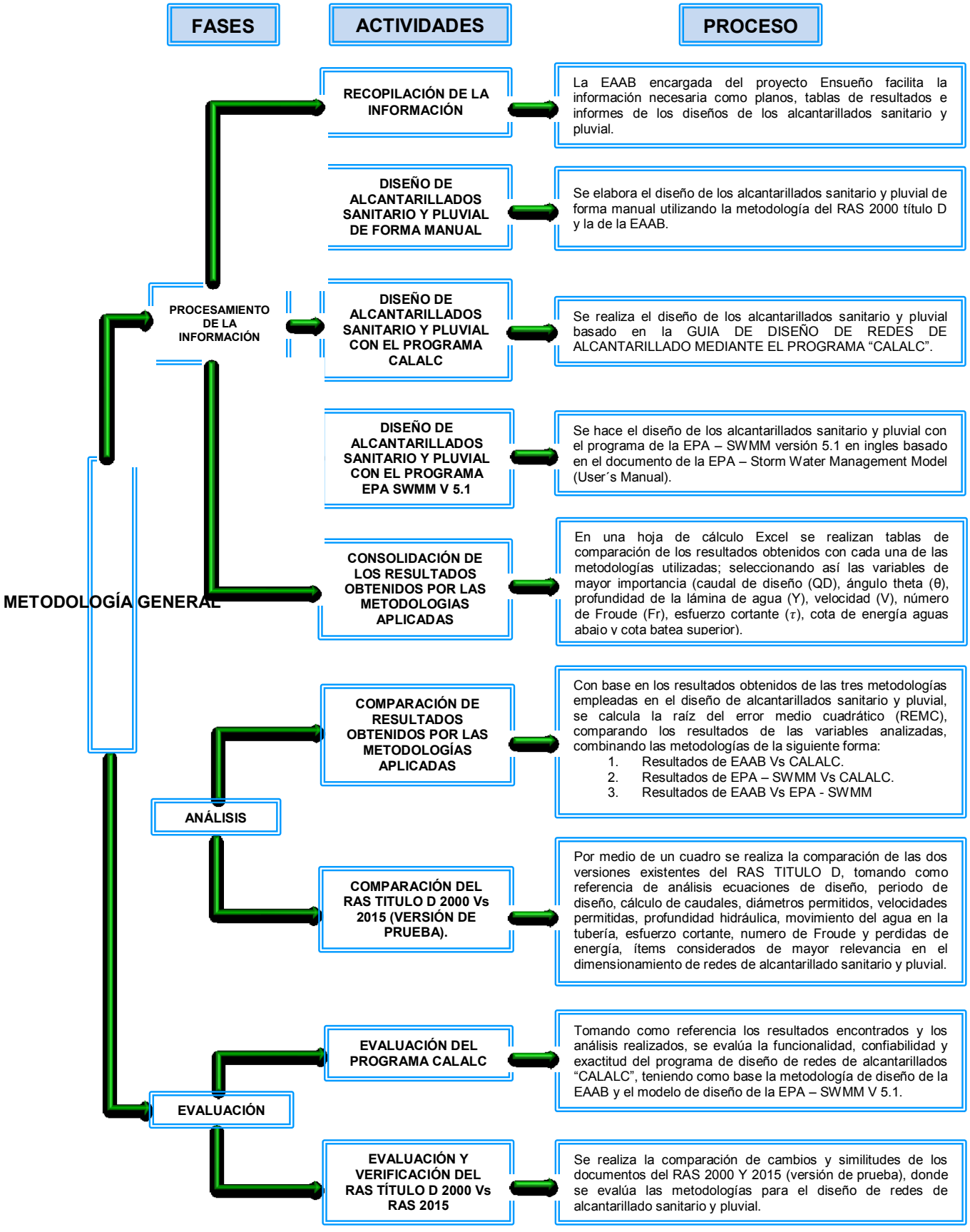
- **Caudal de diseño total:** El software SWMM específicamente calcula caudales producto de precipitaciones, para el caso de las redes de alcantarillado sanitario, al modelo se le debe alimentar directamente con los caudales de diseño y como la consideracion fundamental del estudio es analizar el comportamiento hidráulico al interior de las redes de alcantarillado no se hicieron modificaciones de este parámetro para no afectar las condiciones iniciales de diseño.

- **Ángulo Theta y esfuerzo cortante:** El modelo SWMM V 5.1 no presenta específicamente dentro del manual de usuario y dentro de su estructura grafica estas consideraciones de diseño y por dicha razón no fue posible realizar la comparación frente a las otras dos metodologías analizadas. Esto no significa que el modelo no los incluya ya que teóricamente las consideraciones hidráulicas dependen de estos parámetros de diseño, en especial del ángulo característico Theta.

- **Cota batea superior:** Según la estructura que posee el software de la EPA y basados en el manual de usuario del mismo a este se le deben introducir directamente las cotas bateas de los diseños de redes de alcantarillado calculado consigo las cotas razantes del diseño, esto no permitió realizar la comparación efectivamente e incidió directamente con la comparación del criterio de cota de energía total aguas abajo.

A continuación se presenta un esquema donde se describe de forma más detallada cada una de las actividades realizadas en la elaboración del proyecto, especificando los procesos que se ejecutaron.

Esquema 1. Metodología ejecutada en el desarrollo del proyecto



6 MODELACIÓN DE REDES DE ALCANTARILLADO

Para la respectiva comparación y análisis de los resultados ofrecidos por el programa CALALC frente a otras metodologías de cálculo utilizadas en el diseño de alcantarillados sanitario y pluvial, se tomó en consideración un área específica donde se haya ejecutado actualmente una obra de urbanización la cual contenía una serie de características esenciales para el análisis, como por ejemplo, que fuera una red ramificada en donde el agua residual se someta a cambios de dirección y pendiente; adicionalmente se requirió que el diseño de las redes de alcantarillado tuviera empates de tuberías por línea de energía, es decir que dentro del comportamiento hidráulico se evite la formación de remansos indeseables en la red.

El proyecto Ensueño que cumple a cabalidad con las consideraciones descritas anteriormente, se diseñó por medio de las metodologías propuestas CALALC y EPA SWMM V 5.1, para cada una de ellas se requirió de una serie de consideraciones iniciales como caudales de diseño, longitudes, diámetros, pendientes y rugosidad del material, suministrados por la EAAB con el fin que la comparación y análisis a realizarse estén basados en las mismas consideraciones de diseño.

6.1 MODELACION DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

En el **Esquema 2** se presenta el diseño general de la red sanitaria la cual cuenta con 16 pozos de inspección y 15 tramos; posteriormente en la **Tabla 2** se muestran las condiciones iniciales a tener en cuenta para el modelamiento hidráulico de la red.

Esquema 2. Diseño general del alcantarillado sanitario.



Fuente. Autores

Tabla 2 Condiciones para el diseño hidráulico la red sanitaria

TRAMO	De	A	Longitud	Diámetro	Pendiente	n	Q Diseño
			M	(") ó (m)	%		L/s
1	1	2	85,00	0,227	0,40	0,010	12,12
2	8	2	15,00	0,227	0,20	0,010	18,88
3	9	10	80,00	0,284	0,30	0,010	13,24
4	11	4	24,00	0,227	1,00	0,010	14,51
5	12	13	75,00	0,227	0,27	0,010	13,79
6	16	6	75,00	0,227	1,50	0,010	8,83
7	10	2	15,00	0,284	0,20	0,010	24,01
8	2	3	42,00	0,284	0,30	0,010	45,48
9	3	4	43,58	0,284	0,30	0,010	45,48
10	4	5	54,74	0,284	0,30	0,010	54,54
11	13	14	75,00	0,227	0,20	0,010	25,61
12	14	5	30,00	0,227	0,20	0,010	25,61
13	5	6	63,84	0,327	0,30	0,010	71,76
14	6	7	23,27	0,327	0,30	0,010	80,02
15	7	50	11,56	0,362	0,30	0,010	80,02

Fuente. Autores

6.1.1 DISEÑO CON EL PROGRAMA CALALC.

Para el diseño del alcantarillado sanitario del proyecto Ensueño con el programa CALALC se tomaron en cuenta primero las consideraciones mostradas en la **Tabla 3** las cuales están basadas principalmente en el titulo D del RAS 2000 y con las cuales se calcularon y verificaron los caudales de diseño proporcionaros por CALALC. Con el fin de realizar el análisis de comportamiento hidráulico del sistema y no afectar las consideraciones de diseño iniciales, teniendo en cuenta que la metodología de cálculo de la EAAB es diferente a la del programa CALALC, se tomaron en consideración las condiciones enunciadas en la **Tabla 2** las cuales corresponden a datos directamente tomados del diseño efectuado por la EAAB.

Tabla 3. Parámetros de diseño para determinación del QDT con programa CALALC.

PARAMETROS DE DISEÑO	
Nivel de complejidad	Alto
Población futura	13932 hab
Área de drenaje	5.66 Ha
Densidad poblacional	2461.48 hab/Ha
Dotación	140 L/hab*d
Coeficiente de retorno	0.85
Contribución por conexiones erradas	0.1
Contribución infiltración	0.1

Fuente. Autores.

6.1.2 DISEÑO CON EL PROGRAMA EPA SWMM V 5.1.

Dentro del diseño de la red de alcantarillado con el programa de la EPA se tomaron los parámetros de diseño fundamentales como caudales de diseño, longitudes, diámetros, rugosidad de material y cotas bateas directamente de la EAAB.

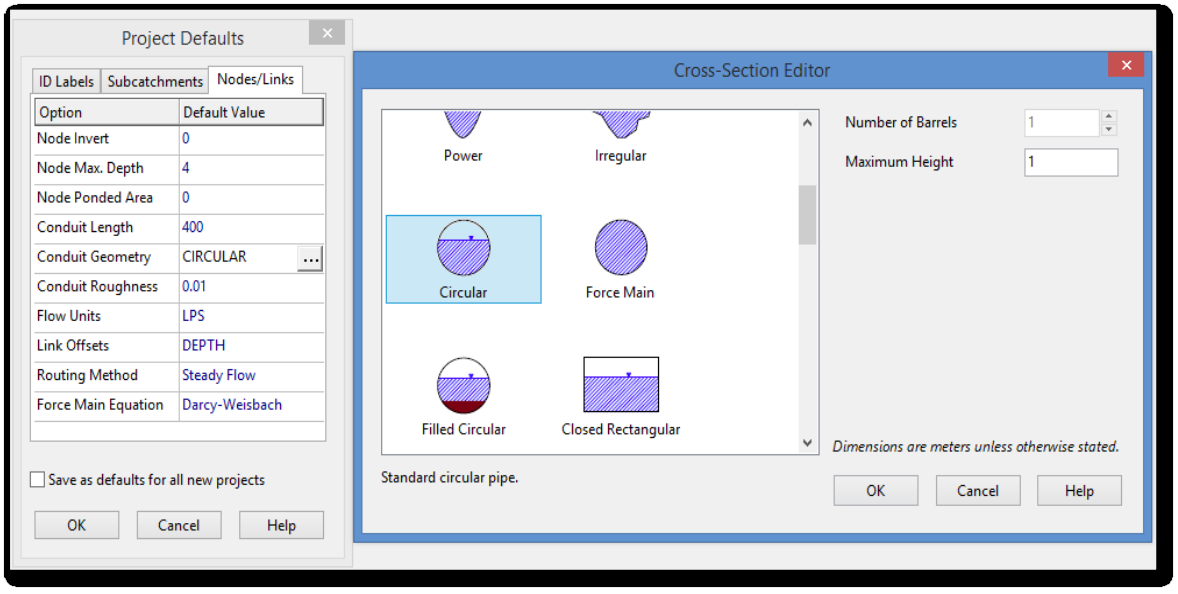
Para la modelación de la red mediante el software SWMM V 5.1 se realizó en primera instancia el suministro de los valores por defecto los cuales comprenden principalmente, la geometría de los conductos a utilizarse, la rugosidad especifica del material, unidades de flujo de caudal, método de enrutamiento y modelo de cálculo hidráulico (los valores por defecto utilizados se muestran en el **Esquema 3**). Luego se realizó el trazado de la red la cual contiene dentro de su estructura, nodos (Pozos de inspección), conductos (tuberías) y nodo de vertido (salida).

Para los nodos de la red se suministró directamente cada uno de los aportes o caudales de entrada, la cota batea de salida o cota batea superior y el recubrimiento.

En los conductos se colocó, el diámetro, longitud y la elevación del conducto por encima de la cota batea del nodo en el extremo corriente abajo del conducto, este último con el fin de que el programa calcule acertadamente las pendientes que se tiene como condición inicial.

En el nodo de vertido se colocó la cota batea final o de salida de la red al igual que el diámetro y longitud que este posee.

Esquema 3. Valores por defecto, suministrados al programa.



Fuente. (EPA, 2015).

6.2 ALCANTARILLADO PLUVIAL

El alcantarillado pluvial diseñado por la EAAB consta de 49 tramos, al realizar la evaluación inicial se encontraron algunas irregularidades en cuanto a la sumatoria de caudal, es por esto que se decidió dividir el diseño en cuatro áreas las cuales están delimitadas en el **Esquema 4** y diferenciadas por colores (azul, rojo, verde y negro) para así seleccionar un área que tuviera las especificaciones para el presente proyecto y que no contara con la falencias como las mencionadas anteriormente.

Finalmente se seleccionó la zona B (azul) la cual está compuesta por 17 tramos; para el diseño de esta red de alcantarillado pluvial se tomó inicialmente todo el dimensionamiento efectuado por la EAAB como se observa en la **Tabla 4.**

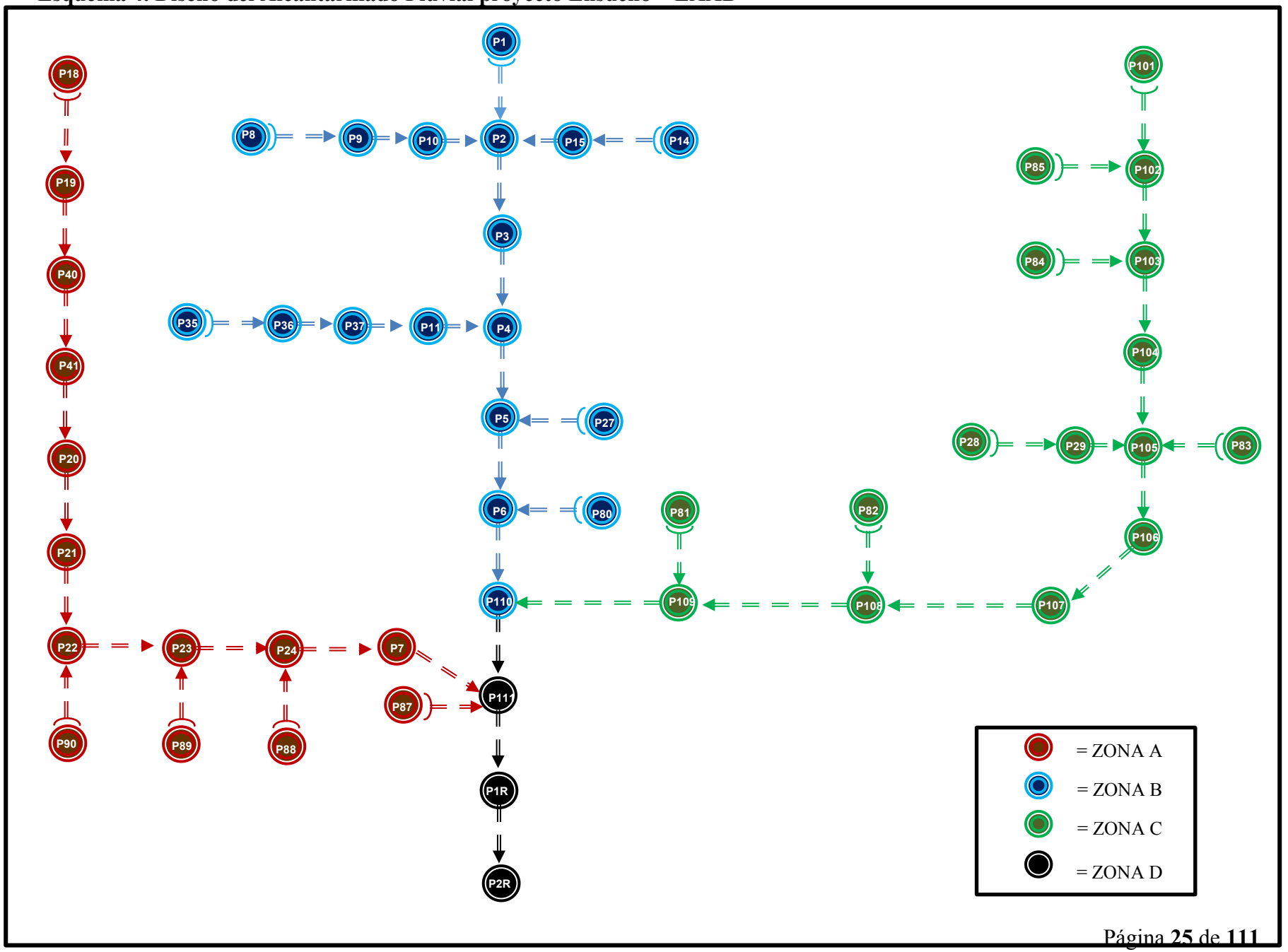
Tabla 4. Condiciones para el diseño hidráulico la red pluvial

TRAMO	De	A	Longitud (m)	Diámetro (m)	Pendiente (%)	n	Q Diseño (l/s)
1	14	15	85,00	0,362	0,45	0,010	95,26
2	15	2	15,62	0,362	0,85	0,010	156,61
3	1	2	72,00	0,407	0,72	0,010	95,51
4	2	3	41,06	0,595	0,47	0,010	429,28
5	3	4	41,30	0,595	0,70	0,010	481,41
6	4	5	54,90	0,670	0,70	0,010	706,38
7	5	6	67,46	0,670	0,80	0,010	761,22
8	6	110	4,55	0,670	0,80	0,010	796,61
9	8	9	60,00	0,284	0,43	0,010	28,67
10	9	10	58,00	0,284	0,45	0,010	39,44
11	10	2	12,00	0,362	1,50	0,010	160,52
12	27	5	32,93	0,284	1,50	0,010	4,01
13	35	36	45,00	0,284	0,80	0,010	35,79
14	36	37	45,00	0,284	1,00	0,010	44,38
15	37	11	20,00	0,362	1,05	0,010	194,47
16	11	4	12,00	0,362	1,05	0,010	196,78
17	80	6	11,65	0,284	2,00	0,010	46,67

Fuente. Autores

Para la red de alcantarillado pluvial se realizó las modelaciones con los programas de CALALC y EPA SWMM V5.1 únicamente para determinación del comportamiento hidráulico en el sistema siguiendo la misma metodología desarrollada en el alcantarillado sanitario.

Esquema 4. Diseño del Alcantarillado Pluvial proyecto Ensueño – EAAB



7 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En la primera sección de este capítulo se muestra el análisis de los resultados obtenidos de la comparación efectuada entre el modelamiento realizado para las redes de alcantarillados sanitario y pluvial del proyecto Ensueño con los programas de CALALC y EPA SWMM V 5.1 que según lo establecido en la metodología, se analiza específicamente los criterios de mayor relevancia en el diseño de redes de alcantarillados como los son, el ángulo Theta (θ), la profundidad de la lámina de agua en la tubería (Y), la velocidad (V), el esfuerzo cortante (τ), el número de Froude (Fr), la cota batea superior y la cota de energía aguas abajo. Este análisis se realizó de forma paralela en los dos tipos de redes de alcantarillado, teniendo en cuenta que el enrutamiento efectuado por los programas considerados está basado en la condición de flujo uniforme.

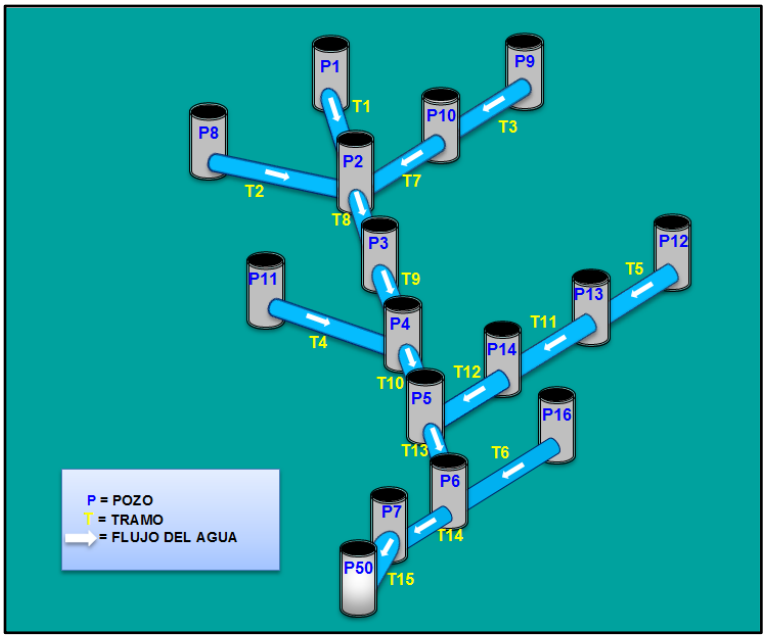
En la segunda sección de este apartado se presenta el análisis de las consideraciones de mayor importancia en el diseño de redes de alcantarillados formuladas en el RAS 2000 versus la nueva propuesta sometida a revisión del año 2015.

Para la comparación de los resultados ofrecidos por el programa CALALC respecto a las metodologías de cálculo mencionadas, se establece como herramienta de análisis la metodología de la Raíz del Error Medio Cuadrático (REMC) el cual según la literatura revisada corresponde a la raíz de la media aritmética de la suma de las diferencias cuadráticas entre los valores de una serie y los valores producidos por el modelo para iguales momentos de tiempo, en donde para comparaciones entre diferentes clases de modelos probados a la tendencia de una misma serie, mientras menor sea el resultado más adecuado es el modelo (Aguirre Jaime, 1994). Teniendo en cuenta este concepto se seleccionó esta metodología como la más apropiada para efectuar el análisis de los resultados que ofrece el programa en la etapa de diseño de redes de alcantarillado. Los resultados estimados a partir de dicha metodología de análisis se pueden consultar en el apéndice desde la **Tabla 14** hasta la **Tabla 21** lo referente al alcantarillado sanitario y desde la **Tabla 22** a la **Tabla 28** lo correspondiente al alcantarillado pluvial.

Las memorias de cálculo de los diseños efectuados por la EAAB y los resultados hallados por la Calculadora de Alcantarillados, pueden ser verificadas en el **Anexo 3** a **Anexo 7.**

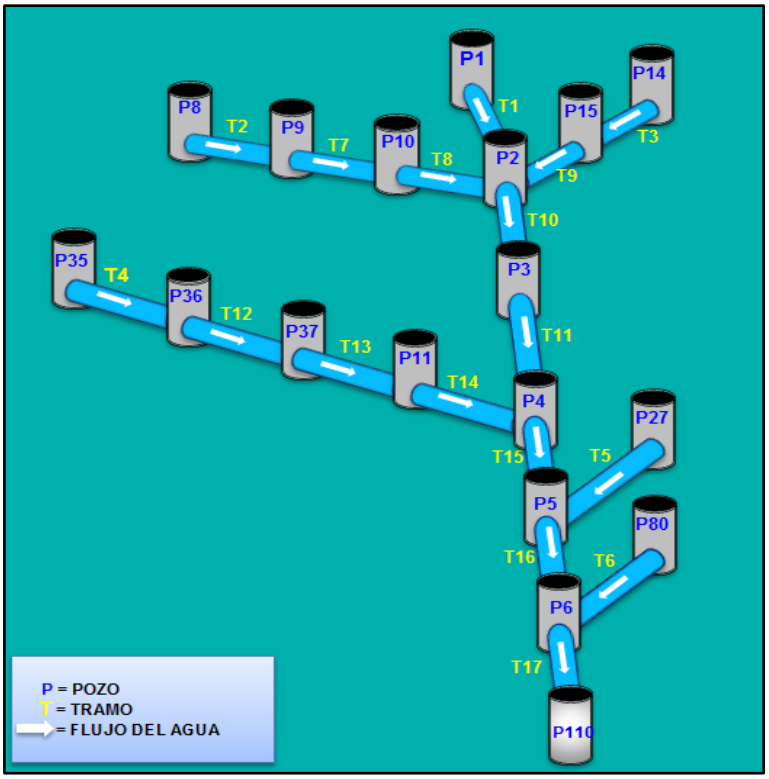
A continuación se presentan la configuración de las redes de alcantarillado sanitario y pluvial donde se observan claramente las estructuras de conexión, los tramos y las respectivas direcciones de flujo, con el fin de que proporcionar una visión detallada del proyecto Ensueño.

Ilustración 1. Configuración general de la red de alcantarillado sanitario.



Fuente. Autores

Ilustración 2. Configuración general de la red de alcantarillado pluvial.



Fuente. Autores

7.1 ANALÍSIS DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO

A continuación se presenta el análisis de cada uno de los criterios de diseño para las redes de alcantarillado sanitario y pluvial como caudal de diseño total, ángulo Theta, profundidad de la lámina de agua en la tubería, velocidad, esfuerzo cortante, numero de Froude, cota batea superior y cota de energía total aguas abajo. Con el fin de presentar los resultados de forma específica, en cada análisis se muestra una tabla resumen con los REMC de cada criterio evaluado. Para una revisión más detallada de los resultados encontrados durante el proyecto se pueden consultar de la **Tabla 14** a la **Tabla 28**, ubicadas en el apéndice del presente documento.

7.1.1 CAUDAL DE DISEÑO TOTAL.

Tabla 5. REMC para caudal de diseño total del alcantarillado sanitario.

CAUDAL DE DISEÑO TOTAL (l/s)	
COMPARACIONES REALIZADAS	**REMC (l/s)**
	SANITARIO
EAAB Vs CALALC	**17,33**

Fuente. Autores.

Para la red de alcantarillado sanitario los resultados de caudal estimados por el programa CALALC mostrados en la **Tabla 5** fueron significante bajos a comparación de los calculados por la EAAB, dando como resultado un REMC de 17.33 L/s para todo la red, esto justificado con la diferencia en la determinación del cálculo de caudal de diseño, ya que la EAAB emplea como metodología varias ecuaciones mostradas en la **Tabla 13** las cuales son aproximadas y obtenidas mediante la regresión potencial para los caudales unitarios que están mayorados teniendo en cuenta la aireación, la cual contribuye a ejercer un control sobre la generación de olores, debido a que dentro de las redes de alcantarillado ocurren procesos físicos, químicos y biológicos (Universidad de los Andes, 2004); además estas incluyen a su vez conexiones erradas e infiltración.

Por otra parte CALALC aplica las ecuaciones establecidas en el RAS 2000, donde se tienen en cuenta las distintas contribuciones según el uso del suelo, aportes por infiltración, conexiones erradas y un factor de mayoración. La diferencia expresada radica principalmente a que el RAS 2000 es aplicable para cualquier nivel de complejidad en los que se incluyen pueblos o ciudades pequeñas en donde principalmente las viviendas se distribuyen de forma horizontal, mientras que para la ciudad de Bogotá se da el fenómeno de redensificación en el que la ubicación de las edificaciones se da de manera vertical, teniendo así más población situada en una misma área (Valero Fandiño, 2014).

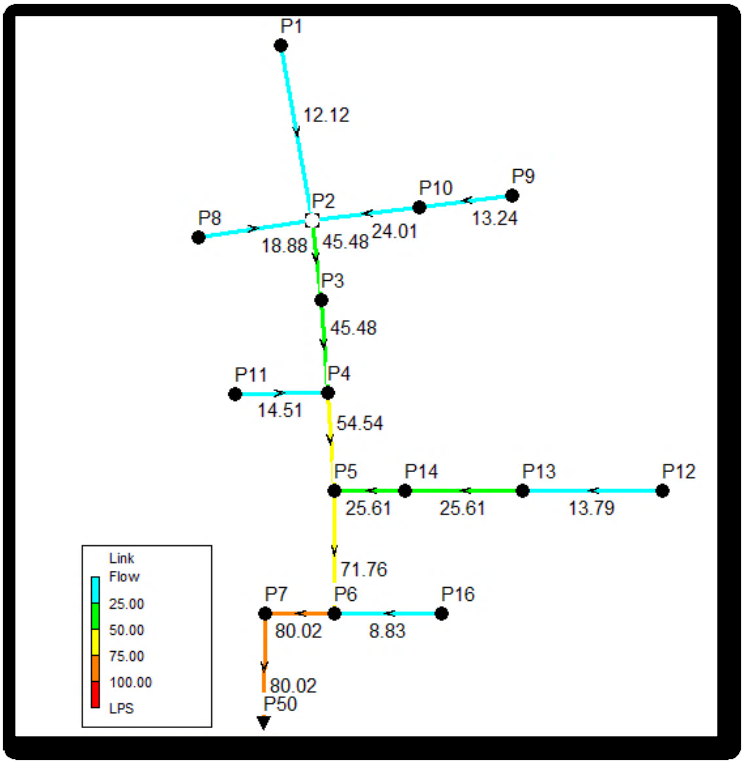
Para la red de alcantarillado pluvial se tomó en consideración que la metodología de cálculo en el caso anterior propuesta por la EAAB es diferente a la estipulada por el RAS 2000 donde se encontraron resultados muy diferentes, antes de proceder a realizar los cálculos de caudales para esta red y efectuar la comparación, se decidió evaluar si los métodos eran similares, encontrando varias diferencias significativas, en donde la EAAB establece que el tiempo de concentración solamente involucra el tiempo de tránsito, mientras que el método propuesto en el RAS 2000 considera que el tiempo de concentración se compone por el tiempo

de entrada más el tiempo de tránsito, adicionalmente según el RAS 2000 la intensidad calculada a partir de curvas IDF, debe ser corregida mediante el factor de corrección que aparece en la tabla D.4.4, mientras que el método propuesto por la EAAB indica que no hay que realizar ninguna corrección a la intensidad; partiendo de esto, es evidente que los resultados que ofrecerá el método que utiliza CALALC para la determinación del caudal de diseño serán diferentes a los resultados obtenidos por la metodología de la EAAB.

El software SWMM dentro de su estructura aplica diferentes métodos para la determinación del caudal de diseño como el modelo de Horton, modelo de Green y Ampt y modelo NRCS de la U.S Soul Conservation Service (SCS), los cuales no están fundamentados propiamente en curvas IDF las cuales si se aplican para la determinación del caudal en los métodos del RAS 2000 y la EAAB. Partiendo de esto al realizarse la modelación con SWMM no se encontraran resultados similares a los calculados por la EAAB. Por esta razón al igual que en para la red sanitaria, el modelo se alimenta con los caudales encontrados en el diseño del proyecto Ensueño determinados por la EAAB.

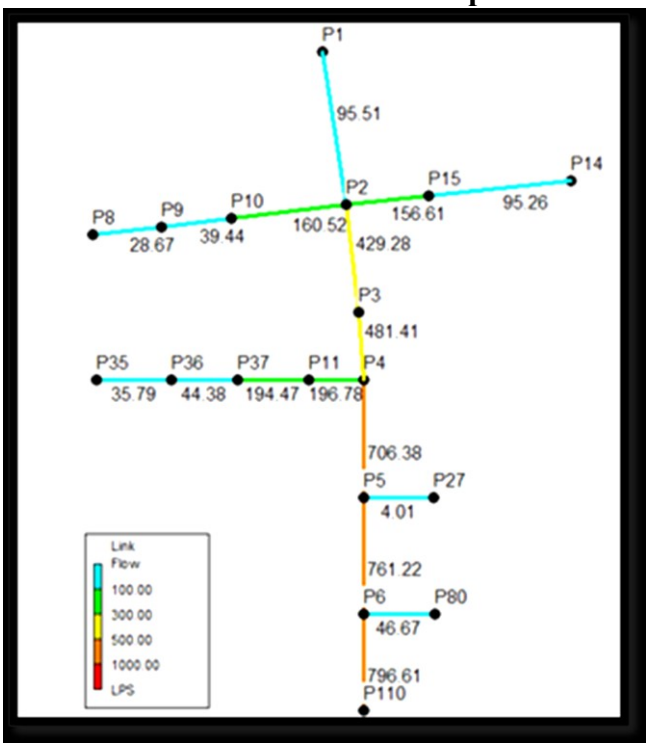
A continuación se muestra en la **Ilustración 3** e **Ilustración 4** la distribución de caudales por cada tramo, efectuada en el Software para cada una de las redes de alcantarillado.

Ilustración 3. Caudales de diseño para el alcantarillado sanitario



Fuente. EPA, SWMM V 5.1

Ilustración 4. Caudales de diseño para el alcantarillado pluvial.



Fuente. EPA, SWMM V 5.1

Por esta razón no se procedió al cálculo de caudales de diseño con el método del RAS 2000, ni según la metodología propuesta por SWMM. Debido a que el interés particular de este estudio fue evaluar el comportamiento hidráulico del flujo en las redes de alcantarillado, se procedió a utilizar los caudales definidos por la EAAB en el estudio del proyecto Ensueño para poder realizar las comparaciones hidráulicas.

7.1.2 ÁNGULO THETA (θ).

En redes de alcantarillados, Theta entendido como el ángulo tendido desde el centro de la sección transversal y los puntos de contacto entre la superficie libre y la circunferencia de la tubería (Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio, 2015), es fundamental para la determinación de las consideraciones hidráulicas dentro de la misma ya que junto al diámetro se utilizan para calcular las propiedades geométricas de la sección transversal de los conductos circulares.

En los resultados de la comparación mostrados en la **Tabla 6** basados en las metodologías de cálculo de CALALC y la EAAB, se encontró para el alcantarillado sanitario y pluvial un REMC de 0.25 y 0.43 radianes respectivamente. Esta diferencia radica principalmente en la manera como se estima dicho ángulo. La primera metodología basa su cálculo en métodos numéricos (Newton-Raphson), mientras que la del EAAB se calcula a partir de la ecuación fundamental de la profundidad de la lámina de agua en la tubería, la cual es a su vez obtenida de la relación (Y/d_0) citada en las tabla de condiciones hidráulicas. Las ecuaciones enunciadas se pueden verificar en la **Tabla 13** en el parámetro de ángulo theta. Cabe resaltar que este

parámetro no se comparó con el modelo SWMM debido a que en el reporte de resultados no se evidencia y además en la revisión del manual del usuario no se hace referencia a su cálculo.

Tabla 6. REMC para el ángulo Theta de las redes de alcantarillado.

ANGULO THETA (θ)		
COMPARACIONES REALIZADAS	REMC (rad)	
	SANITARIO	PLUVIAL
EAAB Vs CALALC	0,25	0,43

Fuente. Autores.

Según las consideraciones anteriormente enunciadas se puede inferir que la metodología más acertada para el cálculo del ángulo Theta y que ofrece una mayor precisión es la del programa CALALC por la metodología que usa en su determinación; según la bibliografía consultada el método de Newton-Raphson es un método iterativo en donde la mayoría de funciones converge muy rápidamente, ya que se necesitan alrededor de 3 a 4 iteraciones a partir de un valor semilla proporcionado para la función, siendo este ampliamente utilizado por su facilidad, su alto grado de confiabilidad y exactitud (Riley & Sturges, 1995); Para dicha determinación del ángulo, el programa CALALC parte de la ecuación fundamental de Manning y reemplaza el radio hidráulico como la relación que existe entre el área y el perímetro mojado expresada analítica y geométricamente en función del ángulo característico, luego aplica el método enunciado y lo calcula con una gran precisión. A diferencia de la metodología que usa CALALC, en el método que emplea la EAAB el ángulo sufre más imprecisiones de cálculo debido a que la consideración de la relación (Y/d_0) de donde se deriva Theta se limita a solo tres decimales, esto se puede observar en la tabla de relaciones hidráulicas citada en el **Anexo 2**. Considerando que el ángulo es un criterio que cambia muy rápidamente y además es fundamental para la consideración de las demás relaciones hidráulicas y propiedades geométricas de los conductos, se debe considerar una secuencia metódica que indique menor desfase en su determinación.

7.1.3 PROFUNDIDAD DE LA LAMINA DE AGUA (Y).

La profundidad de la lámina de agua en la tubería es un factor fundamental para el análisis hidráulico, esta depende directamente del diámetro de la tubería y el ángulo Theta enunciado anteriormente; considerando que el diámetro es escogido directamente por el diseñador se hace vital la determinación del ángulo característico.

Los resultados obtenidos de la comparación efectuada, los cuales pueden verificarse en la **Tabla 7,** en donde se observa una diferencia mínima entre cada una de las metodologías seleccionadas si se analiza que esta corresponde a la sumatoria algebraica de todos los tramos que compone las redes de alcantarillado, es posible resaltar que los errores más bajos hallados, los cuales no sobrepasan un centímetro fueron entre la metodología de CALALC y el software SWMM de la EPA.

Tabla 7. REMC para profundidad de la lámina de agua en la tubería de las redes de alcantarillado.

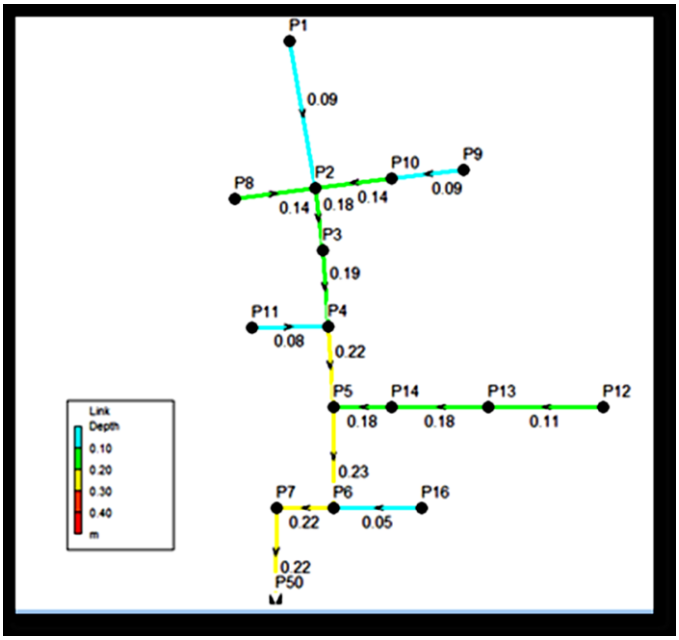
PROFUNDIDAD DE LA LAMINA DE AGUA EN LA TUBERIA (Y)		
COMPARACIONES REALIZADAS	REMC (cm)	
	SANITARIO	PLUVIAL
EAAB Vs CALALC	1,75	4,28
EPA SWMM Vs CALALC	0,80	0,56
EAAB Vs EPA SWMM	2,10	4,33

Fuente. Autores.

Según lo evidenciado respecto a la profundidad de la lámina de agua en la tubería se puede traer en consideración el criterio de la determinación del ángulo Theta el cual es un insumo preponderante para el cálculo de Y; la diferencia analizada obedece principalmente a que CALALC y SWMM consideran dentro del criterio de cálculo la misma metodología la cual está fundamentada en la consideración de flujo uniforme, si bien la EAAB tiene esta consideración dentro de su norma de diseño, su cálculo se está viendo afectado por la limitación que poseen las relaciones hidráulicas que se encuentran en la tabla enunciada anteriormente.

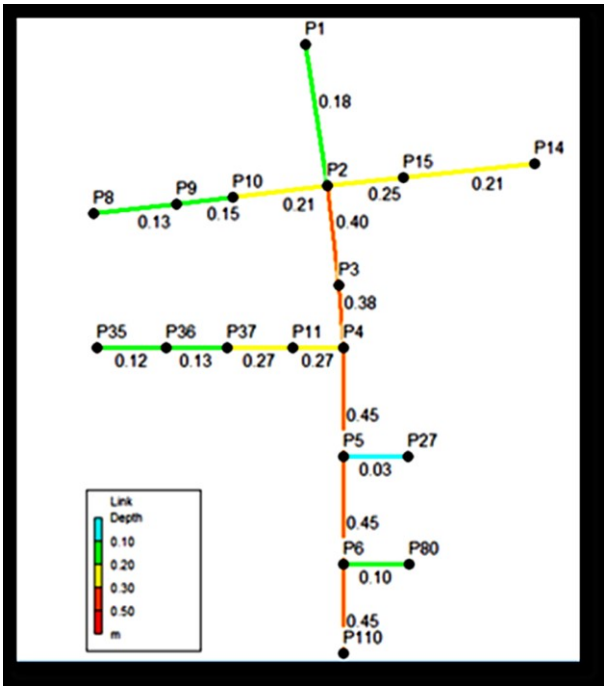
En la **Ilustración 5** e **Ilustración 6** se muestra el comportamiento de la altura de la lámina de agua en cada uno de los conductos que hace parte de las redes de alcantarillado pluvial modelado por medio del software de la EPA, SWMM V 5.1 y del que se obtuvo un muy bajo error respecto al programa CALALC.

Ilustración 5. Profundidad de la lámina de agua en la red alcantarillado sanitario.



Fuente. EPA, SWMM V 5.1

Ilustración 6. Profundidad de la lámina de agua en la red de alcantarillado pluvial.



Fuente. EPA, SWMM V 5.1

7.1.4 VELOCIDAD (V).

En este criterio se logró realizar la comparación entre las tres metodologías de diseño contempladas obteniéndose resultados significativamente bajos los cuales son presentados en la **Tabla 8**.

Tabla 8. REMC para profundidad de la lámina de agua en la tubería de las redes de alcantarillado.

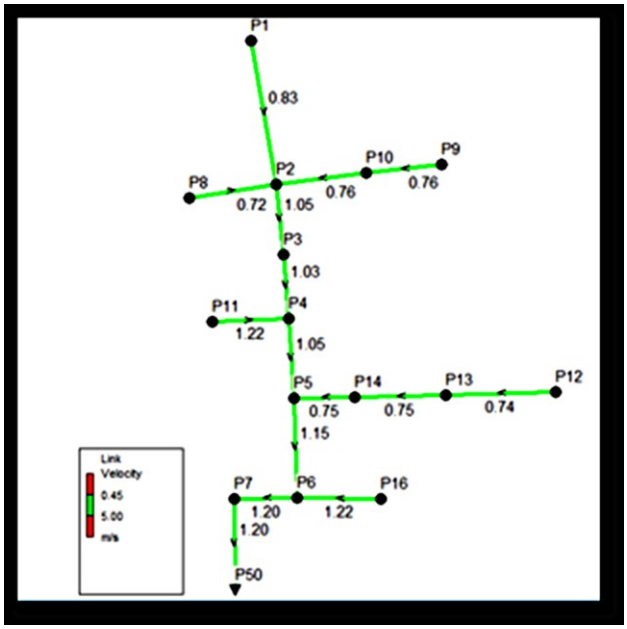
VELOCIDAD (m/s)		
COMPARACIONES REALIZADAS	**REMC (m/s)**	
	SANITARIO	**PLUVIAL**
EAAB Vs CALALC	**0,13**	**0,31**
EPA SWMM Vs CALALC	**0,01**	**0,04**
EAAB Vs EPA SWMM	**0,13**	**0,33**

Fuente. Autores.

Las ecuaciones de cálculo de la velocidad en los conductos para cada una de las metodologías empleadas se cita en la **Tabla 13** del apéndice, esta permite evidenciar las diferencias entre los resultados obtenidos, ya que se enuncia de manera detallada como se halla este criterio como uno de los más importantes dentro del diseño de alcantarillados, debido a que su comportamiento influye de manera directa en las estructuras del sistema teniendo en cuenta que a bajas velocidades no se garantiza un arrastre óptimo de sólidos y a velocidades muy altas

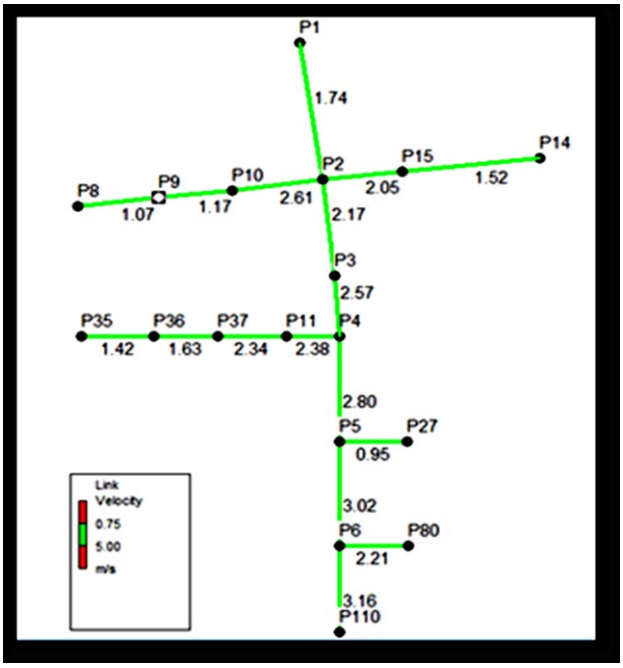
se promueve el desgaste de los colectores (Valero Fandiño, 2014). En la **Ilustración 7** e **Ilustración 8** se muestra la distribución de velocidades para los sistemas de evacuación de aguas residuales y aguas lluvias reportadas por el software SWMM V 5.1 las cuales son muy similares a las obtenidas por CALALC según los REMC calculados y cumplen con los límites de chequeo de 0.45 m/s a 5.00 m/s para el alcantarillado sanitario y 0.75 m/s a 5.00 m/s para el alcantarillado pluvial estipulados en la normatividad vigente

Ilustración 7. Velocidades en la red de alcantarillado sanitario.



Fuente. EPA, SWMM V 5.1

Ilustración 8. Velocidades en la red de alcantarillado Pluvial.



Fuente. EPA, SWMM V 5.1

La metodología de la EAAB para el cálculo de la velocidad real utiliza la ecuación de Manning en el determinación de la velocidad del agua a condición de tubo lleno (V_0), con el fin de calcular la relación existente entre el caudal que es transportado en la tubería y el caudal a tubo lleno (Q/Q_0), dicha relación la cual se encuentra en el **Anexo 2** es multiplicada y elevada por unas constantes halladas a partir de la regresión potencial que relaciona Q/Q_0 con V/V_0 con todos los valores de la tabla de relaciones hidráulicas enunciada anteriormente, esta a su vez es multiplicada por la velocidad a tubo lleno previamente hallada para así determinar la velocidad real al interior de la tubería. Por su parte CALALC y EPA SWMM V 5.1 estiman el cálculo de velocidad por medio de la ecuación fundamental de Manning sin realizar consigo ningún ajuste como el observado en la metodología de la EAAB, lo que permite justificar el comportamiento de los resultados obtenidos de esta variable durante el diseño de las redes de alcantarillado.

7.1.5 ESFUERZO CORTANTE (τ)

El esfuerzo cortante, el cual relaciona el peso específico del agua, el radio hidráulico de la sección del flujo y la pendiente de la tubería, es fundamental dentro del criterio anteriormente descrito, ya que a bajas velocidades el agua no ejerce la presión necesaria para realizar la suspensión del material sedimentado en el fondo del conducto (López Cualla, 2003).

Tabla 9. REMC para el esfuerzo cortante de las redes de alcantarillado.

ESFUERZO CORTANTE (N/m^2)		
COMPARACIONES REALIZADAS	**REMC (N/m^2)**	
	SANITARIO	**PLUVIAL**
EAAB Vs CALALC	**0,19**	**0,74**

Fuente. Autores.

Dentro de esta consideración hidráulica no fue posible contar con los resultados del programa SWMM debido a que no es contemplado dentro de su estructura de análisis ni referido en el manual del usuario consultado, por lo que este análisis se basa en la comparación entre los resultados ofrecidos por la EAAB y el programa CALALC, del cual se obtuvo un REMC de 0.19 N/m^2 para el alcantarillado sanitario y 0.74 N/m^2 para el alcantarillado pluvial, encontrado de forma resumida en la **Tabla 9** y específicamente en la **Tabla 18** y **Tabla 25** del presente documento.

Aunque son valores de error mínimos los encontrados en la comparación y teniendo en cuenta que este parámetro está basado en la misma ecuación de cálculo para ambas metodologías, las diferencias se pueden citar por la obtención del radio hidráulico ya que este depende directamente del ángulo Theta que como se explicó anteriormente varía en cuanto al procedimiento de cálculo.

Cabe resaltar que el RAS 2000 establece un valor de 1.5 N/m^2, en los resultado obtenidos para alcantarillado sanitario se tienen valores inferiores a esté en cuatro tramos de la red (2, 7, 11 y 12) aunque se encuentran cobijados bajo lo estipulado en la NS-085 de la EAAB en la cual se

establece un mínimo de 1.2 N/m^2, cumpliendo así con la reglamentación aplicada para este estudio.

7.1.6 NÚMERO DE FROUDE (Fr).

El número de Froude (adimensional) determina el régimen de flujo que se da al interior de los conductos el cual está básicamente relacionado ente las fuerzas de inercia y las fuerzas de gravedad (Cadavid R, 2006); en el diseño de redes de alcantarillado, este parámetro es altamente recomendable en valores diferentes entre 0.9 a 1.1 debido a que este comportamiento (critico) causa una inestabilidad y variabilidad del flujo alrededor de la profundidad critica del mismo.

Tabla 10. REMC para el número de Froude en las redes de alcantarillado.

NUMERO DE FROUDE		
COMPARACIONES REALIZADAS	**REMC**	
	SANITARIO	**PLUVIAL**
EAAB Vs CALALC	**0,19**	**0,29**
EPA SWMM Vs CALALC	**0,03**	**0,05**
EAAB Vs EPA SWMM	**0,19**	**0,32**

Fuente. Autores.

Según la **Tabla 10** se observa que los REMC hallados para el numero de Froude dieron muy bajos entre la comparación de CALALC y EPA SWMM en las redes de alcantarillado sanitario y pluvial, los resultados obtenidos para las demás comparaciones realizadas tienen comportamientos de REMC entre 0.19 a 0.32 lo que indica que el error no es significativo.

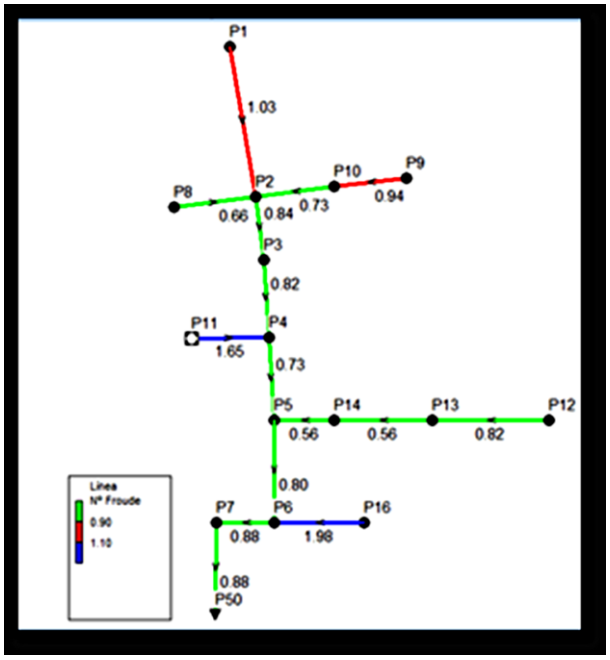
Teniendo en cuenta que las metodologías de cálculo utilizan teóricamente la misma ecuación; ya que al hacer el análisis dimensional de la ecuación que utiliza CALALC en su estructura es igual a la ejecutada por las otras dos metodologías, esto permite evidenciar que los factores relacionados con los errores encontrados están ligados principalmente a la metodología de la EAAB, donde se pueden referir nuevamente a la variabilidad de los resultados de los criterios de ángulo Theta, profundidad de la lámina de agua en la tubería y velocidad principalmente.

En las **Tabla 19** y **Tabla 26** se muestran los resultados descritos y se observa que para CALALC en el caso de alcantarillado sanitario se presentan dos tramos en condición de régimen de flujo crítico y un tramo para el alcantarillado pluvial (tramo tres), los cuales se deben hacer variar en el programa modificando algunas de las condiciones iniciales de diseño como lo es la pendiente, en este caso no se realizó dicho ajuste para no afectar las consideraciones de diseño establecidas por la EAAB y así poder realizar las comparaciones hidráulicas bajo las mismas especificaciones técnicas.

En la **Ilustración 9** e **Ilustración 10** se presenta la variabilidad que sufre el criterio del número de Froude en las redes de alcantarillado sanitario y pluvial realizada por el software SWMM V.5.1, en donde al igual que varias de las consideraciones descritas anteriormente son

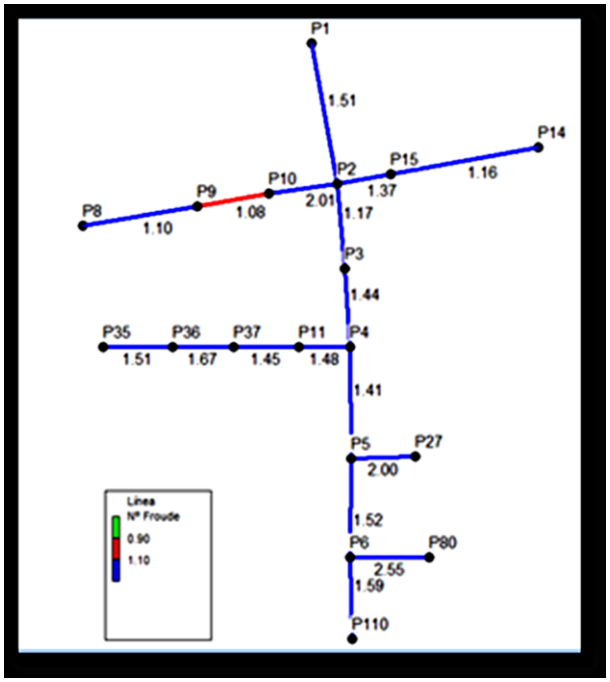
muy similares a las ofrecidas por el programa CALALC, destacando consigo que los factores relacionados a este parámetro como la velocidad real y la profundidad hidráulica son obtenidas de la misma forma entre las dos metodologías enunciadas.

Ilustración 9. Numero de Froude en la red de alcantarillado sanitario.



Fuente. EPA, SWMM V 5.1

Ilustración 10. Numero de Froude en la red de alcantarillado pluvial.



Fuente. EPA, SWMM V 5.1

7.1.7 COTA BATEA SUPERIOR.

Tabla 11. REMC para la cota batea superior de los tramos de salida en las redes de alcantarillado.

COTA BATEA SUPERIOR (m.s.n.m.)		
COMPARACIONES REALIZADAS	**REMC (m)**	
	SANITARIO	**PLUVIAL**
EAAB Vs CALALC	**0,08**	**1.13**

Fuente. Autores

En la **Tabla 11** se observan los resultados de la comparación efectuada entre la EAAB y CALALC en lo correspondiente al alcantarillado sanitario y pluvial, obteniendo valores de REMC de 0.08 m para la red sanitaria y 1.13 m para la red pluvial. Para este caso no se tiene la consideración de cálculo del programa EPA SWMM ya que como se indicó en el capítulo 6 (modelación de redes de alcantarillado) esté solicita que se introduzca directamente la cota batea para así poder obtener todas las consideraciones de las redes de alcantarillado.

De los resultados obtenidos para los diseños de la redes de alcantarillado en lo concerniente al cálculo de la cota batea superior para cada tramo, hay que considerar la manera de cómo se realiza el cálculo de cada una de las metodologías aplicadas, en donde la EAAB calcula las cotas bateas a partir de la cota rasante restando el recubrimiento y el diámetro; mientras que CALALC estipula que el cálculo de las cotas bateas para tramos intermedios debe ser calculado en función al régimen de flujo del tramo de salida. Basados en el libro "Hidráulica de redes de alcantarillados – documento preliminar" (Valero Fandiño, 2014), esta cota puede ser calculada de la siguiente manera:

1. RÉGIMEN DE FLUJO SUBCRITICO:

   - Primero se debe calcular el Δ He (definido como la mínima caída entre las cotas bateas de los colectores de entrada y salida) el cual se obtiene a partir de la ecuación de Bernoulli:

$$\Delta He + Y_1 + \frac{V_1^2}{2 * g} = Y_2 + \frac{V_2^2}{2 * g} + h_t$$

   - Expresado en términos de energía especifica como:

$$\Delta He + E_1 = E_2 + h_t$$

   - Por lo tanto:

$$\Delta He = E_2 - E_1 + h_t$$

   - Por último se calcula la cota batea superior a partir de:

$$Z_2 = Z_1 - \Delta He$$

   En donde Z_1 es la cota batea (en metros) sobre el nivel de referencia.

2. RÉGIMEN DE FLUJO SUPERCRÍTICO

- La cota batea superior se obtiene basado en Hw (altura del agua necesaria para evacuar el caudal con una energía dada) que se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$\mathbf{Hw = k^* Hv}$$

- Donde k es un coeficiente y Hv es una variable que se calcula según el régimen de flujo.

Los resultados citados anteriormente son bajos en la red sanitaria debido a que se maneja principalmente un régimen de flujo subcrítico en donde se debe realizar un empate de colectores por línea de energía; en el alcantarillado pluvial, en donde se obtuvo un REMC mayor se evidencia claramente la condición de flujo supercrítico en casi toda la red, por lo que el agua viaja a mayores velocidades lo que puede ocasionar desbordamientos, erosión en las paredes de la tubería y en el fondo del pozo de inspección, factores que se pueden solucionar aumentado el radio de curvatura o disipando la energía cinética en la estructura del colector (Valero Fandiño, 2014) es por esta razón que el programa CALALC ejecuta una serie de chequeos de advertencia para que el diseñador revise si se está ajustado el dimensionamiento a lo establecido en la normatividad y recomendaciones sobre estructuras que posiblemente se deben implementar para mantener las consideraciones de flujos principalmente la implementación de cámaras caída.

Cabe aclarar que dentro de su normatividad la EAAB cuenta con una norma técnica de pozos de inspección (NS – 029), citando el capítulo 5 análisis hidráulicos de pozos se establece todo lo relacionado con los cálculos que se deben ejecutar para la estimación de pérdidas de energía (EAAB, 2006). Corroborando las memorias de cálculo del proyecto Ensueño, en donde se llevó a cabo todo el procedimiento de cálculo para la obtención de la cota batea superior finalmente se halló que para esta consideración de diseño no se tuvieron en cuenta las pérdidas establecidas en la norma técnica de servicio NS – 0.29 de la EAAB.

7.1.8 COTA DE ENERGIA TOTAL AGUAS ABAJO.

Como último criterio de análisis se consideró la línea de energía aguas abajo en cada uno de los tramos de los sistemas de drenaje, los resultados obtenidos del REMC los cuales se encuentran referenciados en la **Tabla 12**. Para la red de alcantarillado sanitario los resultados encontrados fueron relativamente bajos teniendo un error máximo de 0.35 m para toda la red de alcantarillado; en el caso de la red pluvial el comportamiento de los REMC fue distinto al del alcantarillado sanitario en donde se halló un error máximo de 1.12 m obedeciendo esto a la diferencia de régimen de flujo del agua, que para el alcantarillado sanitario se establece en subcrítico en la mayoría de tramos de la red, mientras que para la red pluvial se mantuvo en régimen supercrítico en gran parte del sistema.

Tabla 12. REMC para la cota de energía total aguas abajo en las redes de alcantarillado.

COTA DE ENERGIA TOTAL AGUAS ABAJO (m.s.n.m.)		
COMPARACIONES REALIZADAS	**REMC (m)**	
	SANITARIO	**PLUVIAL**
EAAB Vs CALALC	**0,10**	**1,12**
EPA SWMM Vs CALALC	**0,35**	**1,06**
EAAB Vs EPA SWMM	**0,35**	**0,25**

Fuente. Autores

Se puede considerar fácilmente que la diferencia de los errores calculados entre la metodología de la EAAB y EPA SWMM son relativamente bajos debido a que al software se le debe alimentar con las cotas bateas, la cual es completamente necesaria para la estimación de la cota de energía; como lo citado anteriormente esta diferencia radica en el cálculo de los criterios ya analizados. Para estas metodologías la cota de la línea de energía se calcula de igual forma, basados en la ecuación de la energía específica que se calcula como:

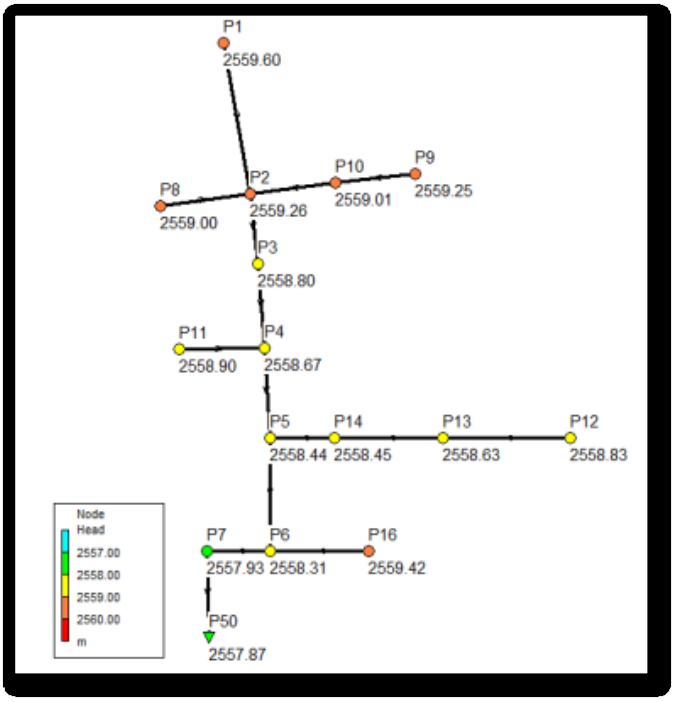
$$E = Y + (V^2/2g)$$

Siendo esta la energía medida respecto al fondo del canal y a la cual se le suma la cota batea; en síntesis las metodologías de la EAAB y EPA SWMM no aplican un empate por línea de energía el cual implica la realización de diversos cálculos.

Basados en el ítem anterior (cota batea superior) se puede justificar que CALALC fundamenta sus resultados en los empates por línea de energía o empates por nivel del agua de acuerdo al régimen de flujo en el conducto, con el fin de evitar represamiento de agua en cada uno de sus colectores. Cada cálculo de la cota de energía requiere de una serie de procedimientos los cuales garantizan el control de los movimientos del agua en las estructuras de conexión y evitan los remansos indeseables enunciados.

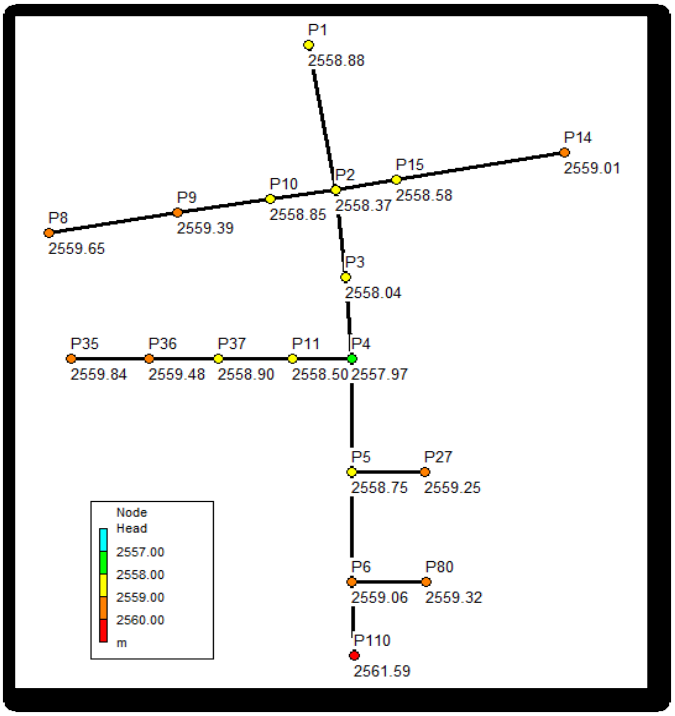
Las siguientes ilustraciones **Ilustración 11** e **Ilustración 12** muestran las cotas de energía para cada sistema de alcantarillado, tomadas directamente del software SWMM V 5.1

Ilustración 11. Cota de energía aguas abajo para la red de alcantarillado sanitario.



Fuente. EPA, SWMM V 5.1

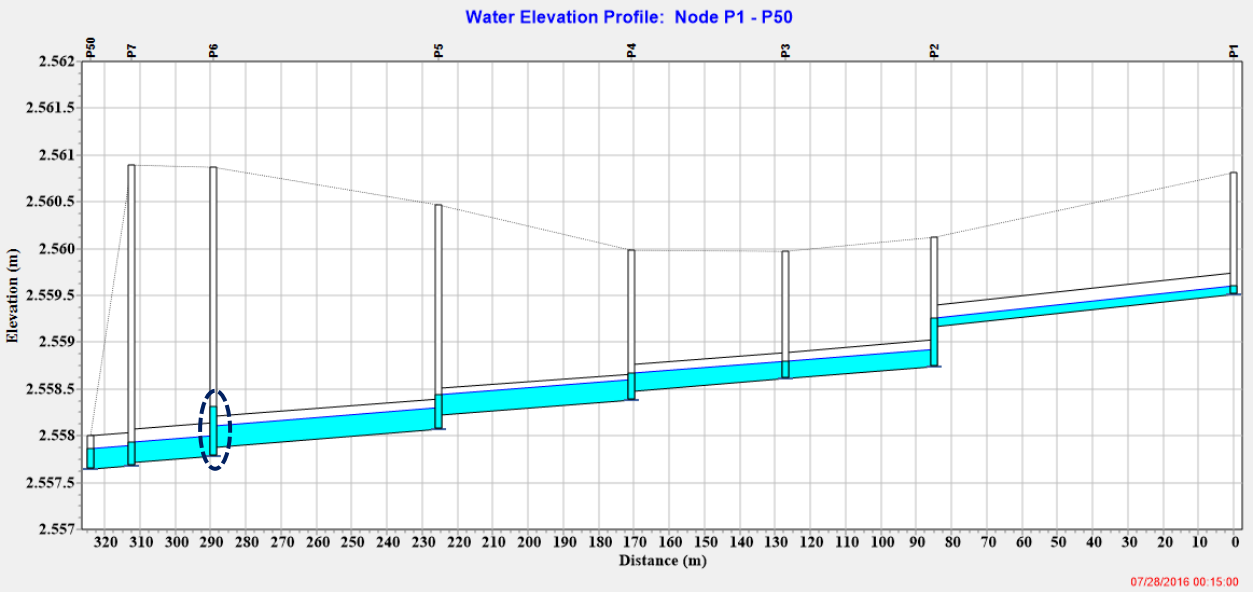
Ilustración 12. Cota de energía aguas abajo para la red de alcantarillado pluvial.



Fuente. EPA, SWMM V 5.1

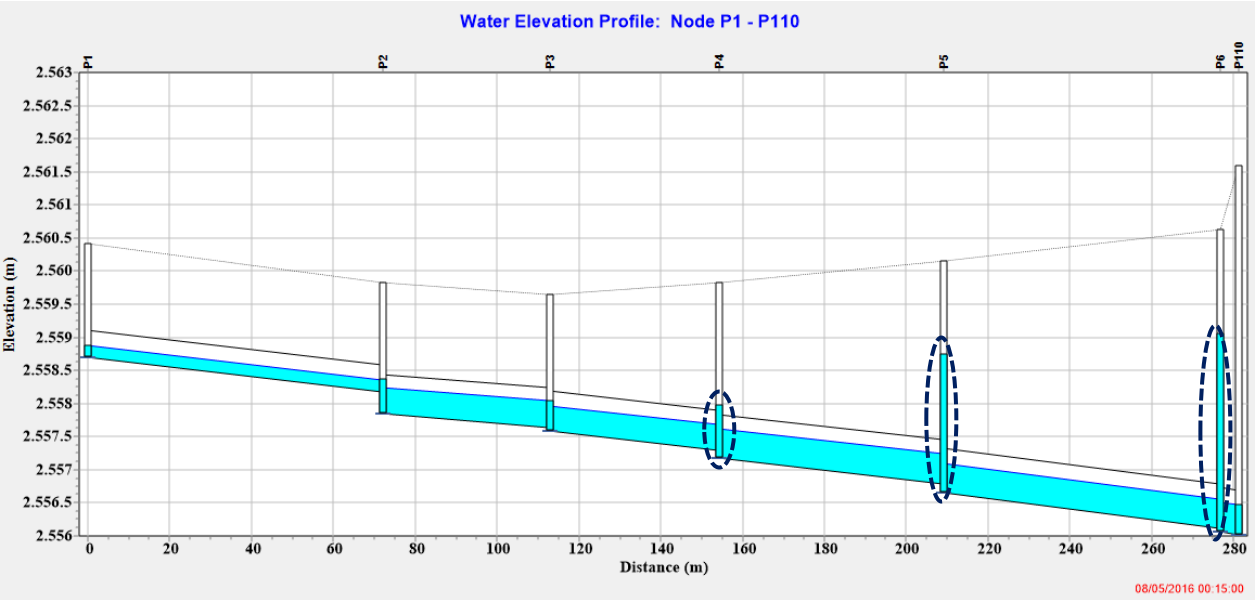
Finalmente se obtuvo el perfil principal de las redes de alcantarillado proporcionados por el programa EPA SWMM V 5.1 los cuales corresponden a la **Ilustración 13** para la red sanitaria e **Ilustración 14** para la red pluvial las cuales se presentan a continuación.

Ilustración 13. Perfil de diseño del colector principal para el alcantarillado sanitario.



Fuente. EPA, SWMM V 5.1

Ilustración 14. Perfil de diseño del colector principal para el alcantarillado pluvial.



Fuente. EPA, SWMM V 5.1

En estos perfiles se puede observar que la red no presenta desbordamientos en ninguno de sus pozos de inspección aunque se evidencia en cada una de las ilustraciones alturas superiores de la lámina de agua en varias estructuras de conexión respecto a la lámina de agua de los colectores (óvalos de color azul), estas corresponden a los ingresos de agua de los tramos secundarios los cuales se unen al colector principal de cada red, esto es debido principalmente a que el software SWMM V 5.1 requiere para el correcto cálculo de pendientes las alturas de cada ingreso del agua en los pozos de inspección y los presenta en el perfil principal. Por otra parte se evidencia que los diámetros seleccionados en el diseño de los sistemas no alcanzan a llegar a su capacidad máxima.

7.2 COMPARACIÓN TITULO D RAS 2000 VS 2015 (VERSIÓN DE PRUEBA)

Basados en el interés que surge acerca de los cambios y nuevas consideraciones que trae la versión de prueba del Título D del RAS 2015, se realiza la verificación del mismo con el fin de realizar una análisis de los ítems de mayor importancia en el dimensionamiento de redes de alcantarillados frente a lo estipulado en el RAS 2000; en este numeral se presenta el análisis de estos ítems comenzando con el alcantarillado sanitario, seguido del alcantarillado pluvial y luego las condiciones hidráulicas basadas en el flujo uniforme que aplican para los dos casos.

7.2.1 ALCANTARILLADO SANITARIO.

En la **Tabla 29** se citan las consideraciones que se mantuvieron en los dos reglamentos señalados y los distintos cambios que se incluyeron en la nueva versión.

7.2.1.1 ***Proyección de la población.***

En este ítem no se mencionan cambios significativos en cuanto a nuevas metodologías para proyectar la población que se servirá con los proyectos, ya que se cita que se deben seguir los lineamientos establecidos en el titulo B “Sistemas de Acueducto” el cual no presenta actualmente modificaciones en su estructura.

7.2.1.2 ***Periodo de diseño.***

Un cambio significativo en este ítem es que en el RAS 2000 se establecen periodos de diseños entre 15 y 25 años de acuerdo al nivel de complejidad del sistema; en la versión de prueba, se consideran periodos de diseño entre 25 y 30 años, siendo este último aplicado para el nivel de alta complejidad. Por otra parte se menciona un cambio en el periodo de diseño para colectores principales, donde se debe contemplar la implementación por etapas hasta cumplir con el periodo de diseño establecido, mientras que anteriormente se mencionaba un periodo mínimo de 25 años para estos.

7.2.1.3 *Contribución de aguas residuales.*

7.2.1.3.1 Caudal de aguas residuales domésticas.

En el RAS 2000 se mencionan dos expresiones para calcular el aporte doméstico, una de estas es aplicada directamente para sistemas de complejidad bajo; en la nueva versión se citan dos nuevas metodologías, una de ellas aplicada cuando se cuenta con la proyección de la demanda de agua potable en el sector objeto de diseño y otra si se cuenta con la proyección de suscriptores del servicio, de no contar con ninguna de estas el cálculo de caudal de aguas residuales domesticas se debe realizar utilizando la proyección de población, metodología utilizada para sistemas de complejidad bajo según el RAS 2000.

La tabla que relaciona el coeficiente de retorno según el nivel de complejidad (bajo y medio; medio alto y alto) sufrió una ligera modificación en cuanto al valor de los coeficientes de retorno, en donde ahora se recomiendan los valores más altos que estaban contemplados en la tabla D.3.1 del RAS 2000 los cuales se estipulan desde 0.80 a 0.85 respectivamente.

7.2.1.3.2 Caudal de aguas residuales industriales.

A diferencia del título D del RAS 2000, en la nueva versión se establece que se debe tener en cuenta la resolución 075 (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, 2011) en cuanto a los aportes de aguas residuales industriales a los sistemas de alcantarillado, además las aguas residuales se deben separar según lo establecido en la resolución 0631 (Ministerio de Ambiente y Desarrollo sostenible, 2015) para zonas industriales que se encuentran en zonas residenciales y comerciales, como aguas residuales domésticas y no domésticas. Por otra parte se señala que los vertimientos de residuos industriales estarán condicionados bajo el decreto 3930 (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010), en donde el prestador del servicio rige la aceptación de las contribuciones industriales.

El cambio más significativo en cuanto a los aportes de aguas residuales industriales que se refiere, es la limitación de la contribución del nivel de complejidad alto estableciéndose en 1.0 L/s*ha Industrial, el cual estaba en el RAS 2000 de 1.0 a 1.5 L/s*ha Industrial.

7.2.1.3.3 Caudal de aguas residuales comerciales.

El caudal de aguas residuales comerciales se debe justificar a través de un estudio detallado en donde se estipule los consumos actuales de los suscriptores comerciales, teniendo en cuenta además lo establecido en la Resolución 075 (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, 2011) en lo relacionado con el vertimiento puntual y la Resolución 0631 (Ministerio de Ambiente y Desarrollo sostenible, 2015) en cuanto a la separación de las aguas residuales. Por último se establece en la versión de prueba del RAS que en caso de que en el área del proyecto existan zonas mixtas (comerciales y residenciales) este caudal debe ser estimado utilizando una contribución de caudal comercial correspondiente a 0.5 L/s*ha comercial para cualquier nivel de complejidad del sistema.

7.2.1.3.4 Caudal de aguas residuales institucionales

Al igual que lo mencionado en las contribuciones industriales y comerciales, se recomienda seguir lo estipulado en la Resolución 0631 (Ministerio de Ambiente y Desarrollo sostenible, 2015) en cuanto a la separación de las aguas residuales y de igual forma que en el ítem anterior se establece una contribución de 0.5 L/s*ha institucional en caso de contar con zonas mixtas.

7.2.1.3.5 Conexiones Erradas.

Dentro de la modificación se mantienen algunas consideraciones de diseño, como lo es en sistemas de complejidad bajo y medio que cuenten con un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias donde se recomienda un aporte máximo de 0.2 L/s*ha; para los demás niveles de complejidad surgen ciertas consideraciones, como por ejemplo en medio alto y alto que cuenten con un sistema pluvial se aumenta la contribución a 0.2 L/s*ha; pero si la persona prestadora del servicio público de alcantarillado posee estudios que revelen mayores aportes de aguas residuales por conexiones erradas puede tomar directamente dicho valor como consideración de diseño, siendo esto válido para todos los niveles de complejidad del sistema.

7.2.1.3.6 Caudales por infiltración.

La tabla de categorización de la infiltración en alta, media y baja de acuerdo al nivel de complejidad del sistema se llevó a valores definidos y no a intervalos como los propuestos en el RAS 2000. De forma muy importante se cita que para ampliaciones de sistemas de evacuación y recolección de aguas residuales se pueden considerar valores mayores a los mencionados en la tabla D.3.3 por la edad de las tuberías, factor que propicia mayores infiltraciones al sistema; este se puede calcular por medio de la ecuación D.3.5 citada en la **Tabla 29** del presente documento. Adicionalmente es posible determinar el caudal de infiltración para estructuras complementarias a partir de la ecuación D.3.5 mencionada en el mismo apartado.

7.2.1.3.7 Caudal medio diario.

No se mencionan cambios en este ítem respecto a lo señalado en el RAS 2000, este se considera como la sumatoria del caudal doméstico, caudal industrial, caudal comercial y caudal institucional.

7.2.1.3.8 Factor de mayoración.

Para la determinación del factor de mayoración en el RAS 2000 se presentan varias ecuaciones que contemplan distintas condiciones de diseño (población y caudal medio diario) en las que se mencionan a Harmon, Babbit, Flores, los Ángeles y Tchobanoglous. Para la nueva versión se mantiene Flores en lo que refiere a la cantidad de población y para la alternativa de Qmd se continua trabajando con la ecuación de los Ángeles y se anexa una nueva, la ecuación de Gaines la cual es aplicada para un rango de caudal medio diario entre 0.28 L/s y 4250 L/s. Adicionalmente en las dos versiones se menciona que el valor mínimo de este factor es de 1.4, la

nueva propuesta considera valores límites máximos dependiendo del número de habitantes que pueden ser observados en la tabla D.3.4 de la nueva propuesta.

7.2.1.3.9 Caudal máximo horario.

En este se incluye una ecuación en donde se refiere que si se ha estimado el factor de mayoración utilizando la proyección de la población (Flores) se recomienda utilizar una nueva ecuación para calcular el caudal máximo horario, mientras que para los demás se sigue aplicando la misma ecuación establecida en el RAS 2000.

7.2.1.3.10 Caudal de diseño.

No se presenta ningún cambio en este ítem, se sigue considerando el caudal de diseño como la suma de Q_{MHf}, Q_{INF} y Q_{CE}.

7.2.1.4 *Diámetro interno real mínimo.*

En esta comparación se establece un cambio en cuanto al diámetro interno real de los conductos de las red de alcantarillado sanitario, donde se observa una disminución del mismo pasando de 200 mm a 170 mm; específicamente para los niveles de complejidad bajo y medio se lleva de 150 mm a 145 mm, esto cuando se tienen zonas con menos de 10 viviendas, de caso contrario debe aplicarse lo inicialmente mencionado.

7.2.1.5 *Velocidades permitidas.*

7.2.1.5.1 Velocidad mínima permitida.

En la versión del año 2000 se establece que la velocidad mínima en los colectores debe ser de 0.45 m/s y que permita generar un esfuerzo cortante de 1.5 N/m^2, o de 1.2 N/m^2 si las condiciones topográficas no favorecen el diseño. Ahora en la nueva versión propuesta se evalúa este parámetro en función del diámetro interno real de la tubería, donde para diámetros relativamente pequeños (menores a 450 mm) el esfuerzo cortante puede ser de 1.0 N/m^2 considerándose la velocidad mínima como 0.45 m/s la cual debe ser calculada por medio de la ecuación de continuidad; para tuberías mayores a dicho diámetro el esfuerzo cortante debe ser mayor o igual a 1.5 N/m^2 y la velocidad mínima de 0.45 m/s basando su cálculo en las ecuaciones (D.3.16 y D.3.17) de Darcy – Weisbach y de Colebrook – White.

7.2.1.5.2 Velocidad máxima permitida.

En este ítem se mantiene la velocidad máxima de 5 m/s, en el RAS 2015 se menciona que cuando la velocidad supere los 4 m/s se recomienda tener en cuenta el potencial de desgaste por erosión en las estructuras del sistema para lo cual se puede plantear estructuras de caída y disipación de energía en el sistema.

7.2.2 ALCANTARILLADO PLUVIAL.

En la Tabla 30 Comparación del RAS Título D 2000 Vs 2015 (versión de prueba) para alcantarillado Pluvial.**Tabla 30** se mencionan los cambios y nuevas consideraciones de las versiones del RAS 2000 y 2015 para los criterios más preponderantes en el diseño de redes de alcantarillado pluvial.

7.2.2.1 *Áreas de drenaje.*

Para áreas de drenaje se mantienen lo establecido en cuanto al trazado de la red el cual debe seguir las calles de la localidad o municipio, se incluye en la nueva propuesta que para los niveles de complejidad medio alto y alto el diseñador puede hacer uso de técnicas computacionales de información geográfica, que le permitan establecer las áreas de drenaje de cada tramo de forma precisa y se debe utilizar factores de reducción de intensidad media de precipitación como función del área tributaria de la cuenca.

7.2.2.2 *Caudal de diseño.*

7.2.2.2.1 Modelos de escorrentía.

En el RAS 2000 se recomienda el uso de modelos de lluvia – escorrentía cuando el área de drenaje sea mayor a 700 ha, dentro de la nueva versión del RAS 2015 se establece que para los niveles de complejidad que requieran el uso de modelos, se recomienda la utilización del modelo de la EPA SWMM que dentro de su estructura contiene una serie de métodos los cuales tienen diferentes consideraciones. Cabe resaltar que estos modelos se pueden implementar teniendo como insumo estudios específicos de suelos.

7.2.2.2.2 Método racional.

La expresión del método racional la cual varía de acuerdo al sistema de unidades utilizado es mencionado en los dos reglamentos, aunque en la propuesta del RAS 2015 se indica unas consideraciones adicionales para su uso e implementación; se resalta que la utilización del método se debe utilizar cuando el área de la cuenca de drenaje sea menor a 80 ha valor que disminuye según lo establecido en el RAS 2000 que indica un uso adecuado para áreas de drenaje hasta de 700 ha. Adicionalmente se refiere que no es conveniente su aplicación cuando el terreno se vuelve quebrado y complejo, cuando la cuenca tiene formas muy irregulares y cuando la intensidad máxima de lluvia es muy superior al valor medio de la intensidad de la lluvia. Por otro lado se cita que para niveles de complejidad alto se debe contar con la aprobación de la persona prestadora del servicio público de alcantarillado antes de utilizar dicho método.

7.2.2.2.3 Curvas IDF.

Las curvas que relaciona la intensidad de la lluvia con la duración y frecuencia de la misma no sufrieron cambios significativos dentro del nuevo reglamento, únicamente se menciona como consideración adicional unas expresiones que relacionan la intensidad de la lluvia y su duración, las cuales pueden ser utilizadas cuando en la zona existan estaciones pluviográficas y estas contengan la información necesaria para su uso.

7.2.2.2.4 Periodo de retorno de diseño.

El periodo de retorno o intervalo de ocurrencia (años) se define como el número de años que en promedio se presenta un evento, este está basado en el grado de protección de la población debido a los perjuicios o molestias que las inundaciones periódicas puedan ocasionar (Comisión Nacional del Agua, 2007). Según la verificación de este ítem las tablas no tuvieron modificaciones, pero como consideración adicional el RAS 2015 refiere que se puede aumentar el periodo de retorno solo en los casos en que los caudales excedan el caudal de diseño y este tenga la posibilidad de verter por una ladera.

7.2.2.2.5 Intensidad de precipitación.

No se observan cambios significativos entre los dos documentos, solo se adiciona una consideración en el RAS 2015, que como se mencionó anteriormente esta versión recomienda la utilización de modelos lluvia – escorrentía como el modelo SWMM donde el cálculo de la intensidad de precipitación depende del modelo de infiltración o método de estimación de caudal de aguas lluvias utilizado.

7.2.2.2.6 Coeficiente de escorrentía.

En la tabla de coeficiente de escorrentía y permeabilidad los valores de C son llevados a un valor estándar desconsiderando la posibilidad que existía de seleccionar entre un valor mínimo, máximo o promediar uno de ellos. Lo referente a la estimación del coeficiente de escorrentía se mantiene en las dos versiones.

7.2.2.2.7 Tiempo de concentración.

Para la utilización de curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia, la duración de la tormenta de diseño será igual al tiempo de concentración de la cuenca, definido esté como el tiempo que demora el agua en llegar a la salida de la cuenca desde el punto más alejado de la misma, este se calcula como la suma del tiempo de entrada y el tiempo de tránsito (Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga, 2000). Este ítem no sufrió consideraciones distintas a las mencionadas en el RAS 2000 donde se refiere que el tiempo de entrada es de mínimo 5 minutos, el tiempo de concentración mínimo debe ser de 10 minutos y máximo de 20 minutos. Si dos o más tuberías confluyen en un mismo punto se debe considerar como tiempo de concentración el mayor de los respectivos conductos.

7.2.2.2.8 Otros aportes de caudal.

Con respecto a este ítem en el RAS 2000 no se refiere información acerca de otros aportes de caudal, caso contrario al RAS 2015 en donde hace mención a los aportes de caudal por excavaciones en proyectos de ingeniería y por el lavado de redes de acueducto.

7.2.2.3 *Diámetro interno mínimo.*

Se observa una disminución del diámetro interno mínimo para tuberías de redes de alcantarillado pluvial donde se establece un mínimo de 215 mm respecto a los 250 mm propuestos en el RAS 2000; de igual forma para niveles de complejidad bajo y medio pasa de 200 mm a 170 mm de diámetro como mínimo, esto con plena justificación por parte del diseñador.

7.2.2.4 *Velocidades permitidas.*

7.2.2.4.1 Velocidad mínima permitida.

El criterio de velocidad mínima referida en el reglamento para las dos versiones se mantienen 0.75 m/s. El Ras 2000 considera necesario verificar el principio de esfuerzo cortante el cual debe ser mayor o igual a 3.0 N/m^2 para el caudal de diseño y mayor o igual a 1.5 N/m^2 para el 10% de la capacidad a tubo lleno; en la nueva propuesta del RAS el criterio de esfuerzo cortante está en función del diámetro de la tubería, en donde para diámetros inferiores 450 mm se debe garantizar un esfuerzo cortante mayor o igual a 2.5 N/m^2 y para diámetros mayores al mencionado debe ser mayor o igual a 3.0 N/m^2. Se sugiere en todo caso comprobar la velocidad por medio de las ecuaciones de Darcy - Weisbach y Colebrook – White.

7.2.2.4.2 Velocidad máxima permitida.

Para el RAS 2000 la velocidad máxima del agua en las tuberías depende del material que se utilice para la construcción del sistema, en donde para materiales como el PVC puede ser de hasta 10 m/s, sin embargo para cualquier otro tipo de material la velocidad no puede sobrepasar los 5 m/s; en el RAS 2015 se mantienen dichas consideraciones y se adiciona que se tengan en cuenta los manuales técnicos de los fabricantes de las tuberías y de las estructuras de conexión, también considerar tener en cuenta un análisis del movimiento del agua en la tubería donde a grandes velocidades puede existir u ocurrir diferentes fenómenos que puedan ocasionar daños en el sistema de alcantarillado.

7.2.3 CRITERIOS HIDRAULICOS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADOS SANITARIO Y PLUVIAL.

En este espacio se enuncia lo correspondiente a los cambios y/o consideraciones adicionales que se establecen en la nueva versión del título D en lo que tiene que ver con los aspectos hidráulicos de flujo uniforme que aplican para los dos tipos de redes de alcantarillados objeto de este estudio; aunque cabe resaltar según lo estipulado en la propuesta de modificación que desde la etapa de diseño se debe entender el comportamiento hidráulico de la red de alcantarillado como un todo, donde dependiendo de su tamaño se debe incluir un análisis hidráulico de flujo gradualmente variado o flujo no permanente con el fin de que los diseños no tengan afectaciones a futuro (Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio, 2015). La comparación general es mostrada en la **Tabla 31**

7.2.3.1 *Profundidad hidráulica.*

Para el alcantarillado sanitario en el RAS 2000 se refiere que la profundidad hidráulica debe estar entre el 70 y 85 por ciento del diámetro real interno de la tubería; la nueva propuesta contempla que el valor máximo permisible de la profundidad del flujo debe ser del 85 por ciento del diámetro real interno aunque se considera que para diámetros inferiores o iguales a 600 mm puede llegar a estar en 70 porciento

En el caso del alcantarillado de aguas lluvias en la nueva propuesta se establece que la profundidad máxima de flujo contemplada en el diseño debe ser de 85 por ciento del diámetro real interno de la tubería, mientras que en el RAS 2000 está consideración puede ser la correspondiente a tubo lleno y trayendo lo establecido en el literal A.11.3.24 del título A " Agua Potable y Saneamiento Básico" se establece que la profundidad hidráulica en este tipo de estructuras no debe exceder el 90 por ciento de la altura del conducto. (Ministerio de Desarrollo Economico, 2000).

7.2.3.2 *Movimiento del agua en la tubería*

En el RAS 2000 se expresa que se debe dimensionar los sistemas de alcantarillados como conducciones a flujo libre por gravedad y el dimensionamiento hidráulico puede hacerse suponiendo que el flujo al interior de los conductos es uniforme, esto es válido para colectores de diámetro pequeño donde se citan las ecuaciones de Chezy y Manning como las más utilizadas. Cuando se tienen colectores relativamente grandes (superiores a 600 mm) se recomienda utilizar las consideraciones de flujo gradualmente variado.

En la versión de prueba del RAS se citan nuevas ecuaciones para el diseño hidráulico como lo son las ecuaciones de Darcy – Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook – White, aunque se mantiene la ecuación de Manning que es de mayor aplicación en este tipo de estructuras hay que tener en cuenta que es aplicable únicamente para el caso de flujo turbulento hidráulicamente rugoso, por lo que es acertada la consideración de aplicación de otras ecuaciones que permiten incluir muchos más factores que inciden en el movimiento de agua en la tubería y son aplicables en todos los casos.

7.2.3.3 *Esfuerzo cortante.*

Relacionado con el criterio de velocidad mínima en los conductos citado anteriormente para cada una de las redes de alcantarillado, el esfuerzo cortante es un principio que justifica la consideración autolimpiante en una tubería para impedir la retención de solidos que pueda favorecer la sedimentación en el conducto (Ministerio de Desarrollo Economico, 2000). La ecuación para la determinación de este ítem es igual para las dos versiones del título en estudio, aunque en la nueva versión se propone hacer uso de la ecuación D.6.16 cuando se tienen pendientes iguales o superiores al 10%.

7.2.3.4 *Número de Froude.*

En la nueva propuesta que se tiene se muestra de forma más ampliada esta consideración de diseño, aunque al igual que en la anterior versión del RAS se fundamenta que se debe evitar

flujo crítico el cual tiene un intervalo entre 0.9 y 1.1. Además se cita que hay que tener especial atención cuando se tiene flujo supercrítico para evitar la generación de ondas de choques las cuales provoquen fenómenos como el de socavación en las estructuras complementarias y ruidos molestos en el sistema.

7.2.3.5 *Perdidas de energía.*

Las pérdidas de energía las cuales tienen lugar en las estructuras de conexión varían de acuerdo al régimen de flujo que se tiene (subcrítico y supercrítico) y tienen metodologías diferentes para su cálculo según corresponda. En el RAS 2000 se mencionan perdidas por cambio de dirección y por la unión de los colectores y se expresan algunas ecuaciones que se deben tener para la determinación de las pérdidas totales, citando la tabla D.2.3 que relaciona el radio de curvatura con el diámetro para cada uno de los regímenes de flujo mencionados en el cálculo de pérdidas de energía por cambios de dirección.

Con respecto a las pérdidas de energía la nueva versión del RAS establece que para el régimen subcrítico se deben calcular las pérdidas a partir de dos métodos, el método estándar y el método HEC-22, el primero relaciona las características geométricas de la cámara de conexión y las condiciones hidráulicas de la misma en cuanto al cálculo de perdidas menores de energía; el HEC-22 está fundamentado en investigaciones de laboratorio y no aplica cuando el fondo de la tubería de entrada está sumergida. Para el régimen supercrítico se establece un lineamiento que debe efectuarse para la estimación de las pérdidas según varios factores enunciados donde se destaca el procedimiento cuando se cuenta con una tubería sumergida en la entrada

7.2.3.6 *Profundidades a cota clave*

7.2.3.6.1 Profundidad mínima a la cota clave de las tuberías.

En este ítem no se expresan consideraciones de alta relevancia y se mantienen los límites de profundidad respecto al tipo de servidumbre (tipo de vía) con el que se cuente en donde se tienen excavaciones de 0.75 a 1.20. En la versión del 2015 se contempla que pueden existir menores profundidades cuando las pendientes disponibles y los puntos de entrega de colectores e interceptores así lo requieran, justificándose todo lo estructuralmente definido en la norma teniendo en cuenta la capacidad de absorber y resistir las cargas vivas que se contemplen.

7.2.3.6.2 Profundidad máxima a la cota clave de las tuberías.

En cuanto a la profundidad máxima, en ambas versiones del RAS se cita del orden de 5 metros; en la nueva versión se considera que el diseñador establece dicha profundidad la cual tiene en cuenta el tipo suelo, los métodos de excavación, métodos de entibado disponibles y el uso de equipos. Definida la cota clave se debe considerar el comportamiento hidráulico de las tuberías como un factor importante y preponderante dentro del diseño.

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- De las tres metodologías consideradas para el análisis del programa CALALC se encontró que los REMC más bajos se hallaron entre la comparación de EPA SWMM y CALALC debido a la alta similitud entre los resultados de la profundidad de la lámina de agua en la tubería, velocidad y numero de Froude, considerando que ambas están basadas en el flujo uniforme.

- Con los análisis realizados se puede definir que el programa CALALC es una herramienta no solo de fácil manejo sino además con un alto nivel de exactitud y confiabilidad en los resultados que ofrece, trayendo con esto una alternativa eficaz para el diseño de redes de alcantarillado sanitario y pluvial en el país y beneficios importantes a la comunidad estudiantil.

- De acuerdo a la diferencia de los resultados obtenidos, se puede concluir que uno de los factores esenciales en el diseño hidráulico del sistema es el cálculo del ángulo Theta, ya que de este se derivan muchas de las relaciones hidráulicas y propiedades geométricas de los conductos y por esta razón es fundamental aplicar los métodos más exactos posibles que indique menor desfase en su determinación como el de Newton – Raphson el cual aplica CALALC en su funcionamiento.

- Las pérdidas de energía que se originan en las redes de alcantarillados las cuales dependen del régimen de flujo que se esté considerando, son de vital importancia dentro del diseño ya que ocasionan mayores profundidades o la implementación de ciertas estructuras que alivianen las mismas, es por esto que se recomienda revisar muy bien dichas consideraciones dentro de diseños tan importantes como el ejecutado por la EAAB donde no se evidenciaron para el proyecto Ensueño.

- Durante la verificación del RAS 2000 frente a la versión de prueba de 2015 se evidencia que esta última muestra de manera ampliada la información de los criterios para el diseño de redes de alcantarillado, trayendo consigo cambios en los lineamientos, nuevas consideraciones y metodologías para el desarrollo de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y aguas lluvias, siendo estos fundamentales para el diseño y ampliaciones de futuros sistemas de alcantarillados.

- Para el diseño de alcantarillado sanitario lo más relevante que se observa según lo estipulado en el RAS 2015 es lo correspondiente al periodo de diseño donde se aumenta respecto a lo establecido actualmente, sufriendo el mayor cambio los niveles de complejidad bajo y medio en donde mínimo debe ser de 25 años, en el cálculo del caudal

de diseño se establecen nuevas ecuaciones para la estimación del caudal doméstico, se fijan límites para las contribuciones de caudal industrial, institucional y comercial recomendando acogerse a lo establecido en las resoluciones 0631 del 2015, 075 del 2011 y decreto 3930 de 2010, estipulando además la disminución del diámetro interno mínimo.

- En los sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias se evidencia la restricción en la utilización del método racional limitando su uso a 80 ha, por otra parte se recomienda la implementación de modelos de escorrentía como el desarrollado por la EPA, se establecen valores estándar para los coeficientes de escorrentía y por último se adiciona tener en cuenta otros aportes de caudal.

- En lo correspondiente al diseño hidráulico en las redes de alcantarillados se brinda un panorama mucho más amplio al que se tiene actualmente, donde se relacionan diferentes metodologías de calculo que pueden aplicarse para los diferentes regímenes de flujo que se presentan al interior de los conductos; en lo que corresponde a las pérdidas de energía se establece la implementación de métodos nuevos para su estimación como el método estándar y el método HEC-22 de acuerdo a los regímenes de flujo que presenten en el diseño.

BIBLIOGRAFÍA

Aguirre Jaime, A. (1994). *Introduccion al Tratamiento de Series Temporales, Aplicacion a las Ciencias de la Salud.* Madrid: Ediones Diaz de Santos S.A.

Cadavid R, J. H. (2006). *Hidraulica de Canales Fundamentos.* Medellín: Fondo Editorial Universidad EAFIT.

Comisión Nacional del Agua. (02 de 07 de 2007). *www.conagua.gob.mx.* Recuperado el 09 de 09 de 2016, de www.conagua.gob.mx: http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/Libros/01AlcantarilladoPluvial.pdf

Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga. (2000). *Normas Técnicas para Diseño de Alcantarillado.* Bucaramanga.

DNP. (16 de 06 de 2004). *www.minvivienda.gov.co.* Recuperado el 20 de 07 de 2016, de www.minvivienda.gov.co: www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/PLAN_NACIONAL_DE_MANEJO_DE_AGUAS_RESIDUALES_MUNICIPALES_EN COLOMBIA.pdf

EAAB. (07 de 11 de 2006). *www.acueducto.com.co.* Recuperado el 01 de 09 de 2016, de www.acueducto.com.co: http://www.acueducto.com.co/webdomino/sistec/consultas.nsf

EAAB. (13 de 11 de 2009). Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogota. *Norma Tecnica de Servicio, NS-085*. Bogotá D.C., Colombia.

EPA. (2015). *Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1.* Cincinnati, OH: National Risk Management Research Laboratory.

López Cualla, R. A. (2003). *Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados.* Bogota: Escuela Colombiana de Ingeniería.

Ministerio de Ambiente y Desarrollo sostenible. (17 de 03 de 2015). Resolucion 0631 de 2015. *Por el cual se establecen los parametros y valores limites maximos permisibles en los vertimientos puntuales a cuerpos de agua superficiales y alos sistemas de alcantarillado publico y se dictan otras disposiciones.* Bogotá, Colombia.

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (25 de 10 de 2010). Decreto 3930 de 2010. *Por el cual se reglamenta parcialmente el Título I de la Ley 9ª de 1979, así como el Capítulo II del Título VI -Parte III- Libro II del Decreto-ley 2811 de 1974 en cuanto a usos del agua y residuos líquidos y se dictan otras disposiciones.* Bogotá, Colombia.

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (24 de 01 de 2011). Resolucion 075 de 2011. *Por el cual se adopta el formato de reporte sobre el estado de cumplimiento de la norma de vertimiento puntual al alcantarillado público*. Bogotá, Colombia.

Ministerio de Desarrollo Economico. (2000). *Reglamento Tecnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Basico RAS - 2000.* Bogotá.

Ministerio de Desarrollo Economico. (2000). *Reglamento Tecnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Basico RAS 2000 Titulo A Aspectos Generales de los Sistemas de Agua Potable y Saneamiento Basico.* Bogotá.

Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio. (2015). *Reglamento Tecnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Basico Titulo D Sistemas de Recoleccion y Evacuacion de Aguas Residuales Domesticas y Aguas Lluvias.* Recuperado el 05 de 01 de 2016, de comunidad.udistrital.edu.co: http://comunidad.udistrital.edu.co/javalerof/files/2015/09/titulo_d_version_prueba.pdf

Nagle , K. R., Saff, E. B., & Snider, A. D. (2005). *Ecuaciones Diferenciales y Problemas con Valores de Frontera.* Mexico: Pearson Educacion de Mexico S.A. de C.V.

Riley , W. F., & Sturges, L. D. (1995). *Ingenieria Mecanica Estatica.* Barcelona: Reverte.

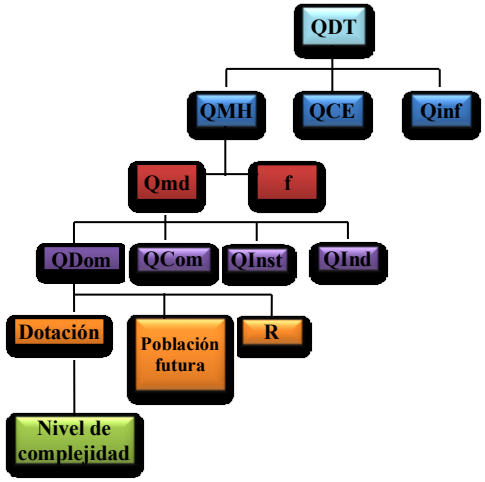
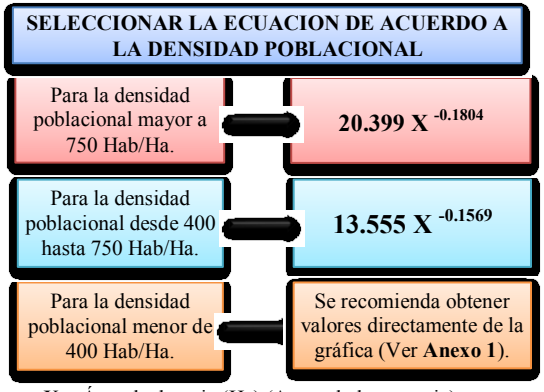
Superservicios. (2015). *Informe Sectorial de los Servicios Públicos Domiciliarios de Acueducto y Alcantarillado.* Bogotá D.C.

Universidad de los Andes. (05 de 2004). *La Aireacion en Sistemas de Alcantarillado: Parte Integral de los Futuros Sistemas de Tratamiento de las Aguas Residuales.* Recuperado el 06 de 10 de 2016, de www.pavco.com.co: http://www.pavco.com.co/2/alcantarillado/7-128-155/i/155

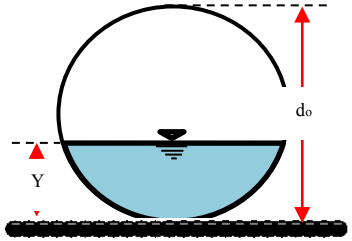
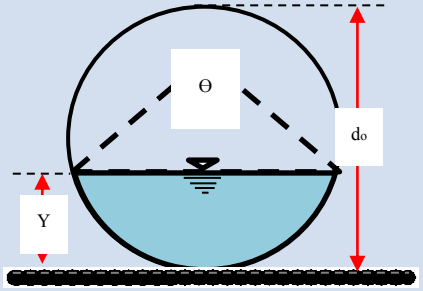
Valero Fandiño, J. A. (2014). *Guia de Diseño de Redes de Alcantarillados Mediante el Programa CALALC.* Bogotá.

APÉNDICES

Tabla 13 Cuadro comparativo de metodologías de cálculo para alcantarillado sanitario y pluvial.

CUADRO COMPARATIVO DE METODOLOGIAS DE CALCULO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL			
PARAMETRO	**CALALC**	**EAAB**	**EPA SWMM**
CAUDAL DE DISEÑO (QD): Corresponde a la suma del caudal máximo horario, caudal de infiltración y caudal por conexiones erradas. Debe calcularse para las condiciones finales del proyecto (periodo de diseño), situación para la cual se ha de dimensionar el sistema, y para las condiciones iniciales en las que se verifican los parámetros de funcionamiento hidráulico del sistema previamente dimensionado. (López Cualla, 2003)	 **Fuente: Valero Fandiño, 2016|** En el presente documento se realizó el cálculo de caudal para el diseño de alcantarillado sanitario, si se desea conocer el procedimiento de cálculo de caudal para el diseño de alcantarillado pluvial se debe acudir al libro de hidráulica de redes de alcantarillado (Valero Fandiño, 2014).	**1.** Conocer la densidad poblacional. **2.** A partir de la densidad poblacional seleccionar la ecuación correspondiente y calcular el caudal unitario:  X = Área de drenaje (Ha) (Acumulada + propia) **3.** Con el caudal unitario hallado se procede a calcular el caudal total con la siguiente ecuación: *QDT = Q unitario * Área acumulada* Para la obtención del caudal para el diseño de alcantarillado pluvial, se recomienda consultar la norma NS – 085 de la EAAB (EAAB, 2009).	Los cálculos de caudal para el diseño de alcantarillados sanitario y pluvial con el programa SWMM V 5.1 se pueden consultar en el manual de usuario (EPA, 2015), no se muestra en esta tabla debido a que no fueron objeto de análisis para el presente documento.

CUADRO COMPARATIVO DE METODOLOGIAS DE CALCULO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL

PARAMETRO	CALALC	EAAB	EPA SWMM
PROFUNDIDAD DEL AGUA EN EL COLECTOR (Y): 	$Y = \frac{D}{2} * \left[1 - COS\left(\frac{\theta}{2}\right)\right]$ D = diámetro	$Y = \left(\frac{Y}{do}\right) * Diametro$ Dónde : $\left(\frac{Y}{do}\right)$ Depende de la relación $\left(\frac{Q}{Qo}\right)$ (ver tablas de relaciones hidráulicas).	$Y = \frac{D}{2} * \left[1 - COS\frac{\theta}{2}\right]$ D = diámetro
ÁNGULO THETA (θ) : 	Resolviendo por Manning: $\left(\frac{8192}{D^8}\right) * \left(\frac{Q*n}{S^{\frac{1}{2}}}\right)^3 = \frac{[\theta - \sin\theta]^5}{\theta^2}$ ψ $f(\theta) = \frac{-\psi + [\theta - \sin(\theta)]^5}{\theta^2}$ NEWTON RAPHSON $\theta i + 1 = \left[\frac{\Delta * f(\theta i)}{f(\theta i + \Delta) - f(\theta i)}\right]$	$\theta = 2\cos^{-1}\left(1 - \frac{2y}{d0}\right)$	El resultado de esta variable no es observable en el programa y no se menciona su ecuación o método de cálculo en la documentación consultada.

CUADRO COMPARATIVO DE METODOLOGIAS DE CALCULO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL

PARAMETRO	CALALC	EAAB	EPA SWMM
FROUDE (Fr): Fr = 1,0 Flujo crítico Fr < 1,0 Flujo Subcrítico Fr > Flujo Supercrítico	$Fr = \sqrt{\frac{Q^2 * T}{g * A^3}}$ *(0.9 ≥ Fr ≥1.1)*	$Fr = \frac{Vr}{\sqrt{g * D}}$ Dónde: D: Profundidad hidráulica y se obtiene de la relación $\left(\frac{D}{do}\right)$ que se obtiene de la tablas de la relaciones hidráulicas.	$Fr = \frac{Vr}{\sqrt{g * D}}$
ESFUERZO CORTANTE (τ): Representa el valor mínimo de esfuerzos cortantes que deben actuar sobre la pared de un conducto para que se presenten condiciones de auto limpieza.	$\tau = \gamma * R * S$ R : Radio Hidráulico $\tau = 1{,}5 \frac{N}{m^2}$	$\tau = \gamma * R * S$ R : Radio Hidráulico $\tau = 1{,}2 \frac{N}{m^2}$	El resultado de esta variable no es observable en el programa y no se menciona su ecuación o método de cálculo en la documentación consultada.
VELOCIDAD MEDIA DE FLUJO (V):	Manning $\mathbf{V} = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$ **Vmin** = 0,45 $\frac{m}{s}$ **Vmax**= 5 $\frac{m}{s}$	$\mathbf{V} = Vo * 1{,}054 * \left(\frac{Q}{Qo}\right)^{0{,}294811}$ $\mathbf{Vo} = \frac{1}{n} * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}$ $\mathbf{Qo} = Vo * \left(\frac{\pi}{4}\right) * D^2$ **Vmin** = 0,6 $\frac{m}{s}$ o que genere un esfuerzo cortante de $\tau = 1{,}2 \frac{N}{m^2}$. **Vmax** = 5 $\frac{m}{s}$	$\mathbf{V} = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$

➢ RESULTADOS DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

Tabla 14. Caudal de diseño para alcantarillado sanitario.

TRAMO	DE	HASTA	CAUDAL DE DISEÑO TOTAL (l/s)		REMC (l/s)
			EAAB	CALALC	EAAB Vs CALALC
1	1	2	12,12	3,21	**17,33**
2	8	2	18,88	7,66	
3	9	10	13,24	3,53	
4	11	4	14,51	3,91	
5	12	13	13,79	3,69	
6	16	6	8,83	2,26	
7	10	2	24,01	11,39	
8	2	3	45,48	23,27	
9	3	4	45,48	23,27	
10	4	5	54,54	28,51	
11	13	14	25,61	12,24	
12	14	5	25,61	12,24	
13	5	6	71,76	46,74	
14	6	7	80,02	56,11	
15	7	50	80,02	56,11	

Tabla 15. Ángulo Theta (θ) para alcantarillado sanitario.

TRAMO	DE	HASTA	θ (rad)		REMC (rad)
			EAAB	CALALC	EAAB Vs CALALC
1	1	2	2,88	2,70	**0,25**
2	8	2	3,93	3,63	
3	9	10	2,54	2,41	
4	11	4	2,61	2,47	
5	12	13	3,25	3,01	
6	16	6	2,07	2,02	
7	10	2	3,39	3,13	
8	2	3	4,08	3,77	
9	3	4	4,08	3,77	
10	4	5	4,47	4,20	
11	13	14	4,58	4,35	
12	14	5	4,58	4,35	
13	5	6	4,24	3,94	
14	6	7	4,49	4,23	
15	7	50	3,93	3,62	

Tabla 16.Profundidad de la lámina de agua en la tubería (Y) para alcantarillado sanitario.

TRAMO	DE	HASTA	PROFUNDIDAD DE LA LAMINA DE AGUA EN LA TUBERIA Y (m)			REMC (cm)		
			EAAB	CALALC	EPA SWMM	EAAB Vs CALALC	EPA SWMM Vs CALALC	EAAB Vs EPA SWMM
1	1	2	0,10	0,09	0,09			
2	8	2	0,16	0,14	0,14			
3	9	10	0,10	0,09	0,09			
4	11	4	0,08	0,08	0,08			
5	12	13	0,12	0,11	0,11			
6	16	6	0,06	0,05	0,05			
7	10	2	0,16	0,14	0,14			
8	2	3	0,21	0,19	0,18	**1,75**	**0,80**	**2,10**
9	3	4	0,21	0,19	0,19			
10	4	5	0,23	0,21	0,22			
11	13	14	0,19	0,18	0,18			
12	14	5	0,19	0,18	0,18			
13	5	6	0,25	0,23	0,23			
14	6	7	0,27	0,25	0,22			
15	7	50	0,25	0,22	0,22			

Tabla 17. Velocidad en la tubería para alcantarillado sanitario.

TRAMO	DE	HASTA	VELOCIDAD (m/s)			REMC (m/s)		
			EAAB	CALALC	EPA SWMM	EAAB Vs CALALC	EPA SWMM Vs CALALC	EAAB Vs EPA SWMM
1	1	2	0,70	0,83	0,83			
2	8	2	0,63	0,72	0,72			
3	9	10	0,63	0,76	0,76			
4	11	4	1,02	1,22	1,22			
5	12	13	0,64	0,74	0,74			
6	16	6	1,02	1,22	1,22			
7	10	2	0,66	0,76	0,76			
8	2	3	0,91	1,03	1,05	**0,13**	**0,01**	**0,13**
9	3	4	0,91	1,03	1,03			
10	4	5	0,96	1,07	1,05			
11	13	14	0,69	0,75	0,75			
12	14	5	0,69	0,75	0,75			
13	5	6	1,03	1,15	1,15			
14	6	7	1,06	1,17	1,20			
15	7	50	1,05	1,20	1,20			

Tabla 18. Esfuerzo cortante en la tubería para alcantarillado sanitario.

TRAMO	DE	HASTA	ESFUERZO CORTANTE (N/m^2)		REMC (N/m^2)
			EAAB	CALALC	EAAB Vs CALALC
1	1	2	2,10	1,87	**0,19**
2	8	2	1,30	1,26	
3	9	10	1,70	1,51	
4	11	4	4,60	4,17	
5	12	13	1,60	1,44	
6	16	6	4,90	4,63	
7	10	2	1,50	1,39	
8	2	3	2,60	2,41	
9	3	4	2,60	2,41	
10	4	5	2,60	2,52	
11	13	14	1,40	1,35	
12	14	5	1,40	1,35	
13	5	6	3,00	2,84	
14	6	7	3,00	2,91	
15	7	50	3,20	3,00	

Tabla 19. Número de Froude en la tubería para alcantarillado sanitario.

TRAMO	DE	HASTA	NUMERO DE FROUDE			REMC		
			EAAB	CALALC	EPA SWMM	EAAB Vs CALALC	EPA SWMM Vs CALALC	EAAB Vs EPA SWMM
1	1	2	0,82	1,03*	1,03	**0,19**	**0,03**	**0,19**
2	8	2	0,53	0,66	0,66			
3	9	10	0,75	0,94*	0,94			
4	11	4	1,31	1,65	1,65			
5	12	13	0,66	0,83	0,82			
6	16	6	1,64	2,01	1,98			
7	10	2	0,58	0,73	0,73			
8	2	3	0,66	0,82	0,84			
9	3	4	0,66	0,82	0,82			
10	4	5	0,63	0,74	0,73			
11	13	14	0,48	0,56	0,56			
12	14	5	0,48	0,56	0,56			
13	5	6	0,67	0,81	0,80			
14	6	7	0,64	0,76	0,88			
15	7	50	0,70	0,88	0,88			

*Régimen crítico el cual no se cambió para no afectar las consideraciones iniciales de diseño.

Tabla 20. Cota batea superior para alcantarillado sanitario.

TRAMOS	DE	HASTA	COTA BATEA SUPERIOR (m.s.n.m.)		REMC (m)
			EAAB	CALALC	EAAB Vs CALALC
1	1	2	2559,51	2559,51	**0.08**
2	8	2	2558,86	2558,86	
3	9	10	2559,16	2559,16	
4	11	4	2558,82	2558,82	
5	12	13	2558,72	2558,72	
6	16	6	2559,37	2559,37	
7	10	2	2558,84	2558,71	
8	2	3	2558,74	2558,60	
9	3	4	2558,61	2558,47	
10	4	5	2558,38	2558,31	
11	13	14	2558,42	2558,44	
12	14	5	2558,27	2558,29	
13	5	6	2558,07	2558,12	
14	6	7	2557,78	2557,89	
15	7	50	2557,68	2557,82	

Tabla 21. Cota de energía total aguas abajo para alcantarillado sanitario.

TRAMO	DE	HASTA	COTA ENERGIA TOTAL AGUAS ABAJO (m.s.n.m.)			REMC (m)		
			EAAB	CALALC	EPA SWMM	EAAB Vs CALALC	EPA SWMM Vs CALALC	EAAB Vs EPA SWMM
1	1	2	2559,08	2559,29	2559,60	**0,10**	**0,35**	**0,35**
2	8	2	2559,01	2559,00	2559,00			
3	9	10	2559,04	2559,04	2559,25			
4	11	4	2558,72	2558,73	2558,90			
5	12	13	2558,66	2558,65	2558,83			
6	16	6	2558,36	2558,37	2559,42			
7	10	2	2558,99	2558,85	2559,01			
8	2	3	2558,86	2558,71	2559,26			
9	3	4	2558,73	2558,58	2558,80			
10	4	5	2558,49	2558,41	2558,67			
11	13	14	2558,48	2558,50	2558,63			
12	14	5	2558,42	2558,44	2558,45			
13	5	6	2558,18	2558,22	2558,44			
14	6	7	2558,03	2558,14	2558,31			
15	7	50	2557,95	2558,08	2557,93			

➢ RESULTADOS DE DISEÑO ALCANTARILLADO PLUVIAL.

Tabla 22. Ángulo Theta (θ) para alcantarillado pluvial.

TRAMO	DE	HASTA	θ (rad)		REMC (rad)
			EAAB	CALALC	EAAB Vs CALALC
1	1	2	3,11	2,89	**0,43**
2	8	9	3,11	2,91	
3	14	15	2,34	3,57	
4	35	36	2,97	2,82	
5	27	5	1,54	1,42	
6	80	6	2,83	2,65	
7	9	10	3,40	3,24	
8	10	2	3,69	3,45	
9	15	2	3,24	3,91	
10	2	3	4,22	3,87	
11	3	4	3,99	3,70	
12	36	37	3,11	2,92	
13	37	11	4,58	4,20	
14	11	4	4,73	4,23	
15	4	5	4,17	3,83	
16	5	6	4,17	3,85	
17	6	110	4,31	3,95	

Tabla 23. Profundidad de la lámina de agua en la tubería (Y) para alcantarillado pluvial.

TRAMO	DE	HASTA	PROFUNDIDAD DE LA LAMINA DE AGUA EN LA TUBERIA Y (m)			REMC (cm)		
			EAAB	CALALC	EPA SWMM	EAAB Vs CALALC	EPA SWMM Vs CALALC	EAAB Vs EPA SWMM
1	1	2	0,20	0,18	0,18	**4.28**	**0.56**	**4.33**
2	8	9	0,14	0,13	0,13			
3	14	15	0,11	0,22	0,21			
4	35	36	0,13	0,12	0,12			
5	27	5	0,04	0,03	0,03			
6	80	6	0,12	0,11	0,10			
7	9	10	0,16	0,15	0,15			
8	10	2	0,23	0,21	0,21			
9	15	2	0,19	0,25	0,25			
10	2	3	0,45	0,40	0,40			
11	3	4	0,42	0,38	0,38			
12	36	37	0,14	0,13	0,13			
13	37	11	0,30	0,27	0,27			
14	11	4	0,31	0,28	0,27			
15	4	5	0,50	0,45	0,45			
16	5	6	0,50	0,45	0,45			
17	6	110	0,52	0,47	0,45			

Tabla 24. Velocidad en la tubería para alcantarillado pluvial.

TRAMO	DE	HASTA	VELOCIDAD (m/s)			REMC (m/s)		
			EAAB	CALALC	EPA SWMM	EAAB Vs CALALC	EPA SWMM Vs CALALC	EAAB Vs EPA SWMM
1	1	2	1,49	1,74	1,74			
2	8	9	0,88	1,06	1,07			
3	14	15	0,87	1,46	1,52			
4	35	36	1,20	1,42	1,42			
5	27	5	0,76	0,95	0,95			
6	80	6	1,78	2,13	2,21			
7	9	10	1,00	1,17	1,17			
8	10	2	2,28	2,61	2,61			
9	15	2	1,56	2,07	2,05	**0,31**	**0,04**	**0,33**
10	2	3	1,91	2,14	2,17			
11	3	4	2,28	2,57	2,57			
12	36	37	1,39	1,63	1,63			
13	37	11	2,12	2,34	2,34			
14	11	4	2,13	2,35	2,38			
15	4	5	2,51	2,82	2,80			
16	5	6	2,69	3,02	3,02			
17	6	110	2,73	3,04	3,16			

Tabla 25. Esfuerzo cortante en la tubería para alcantarillado pluvial.

TRAMO	DE	HASTA	ESFUERZO CORTANTE (N/m^2)		REMC (N/m^2)
			EAAB	CALALC	EAAB Vs CALALC
1	1	2	7,20	6,57	
2	8	9	3.00	2,75	
3	14	15	3,10	4,46	
4	35	36	5,40	4,95	
5	27	5	3,70	3,15	
6	80	6	12,70	11,46	
7	9	10	3,40	3,23	
8	10	2	15,50	14,48	
9	15	2	7,90	8,89	**0,74**
10	2	3	8,50	8,03	
11	3	4	12,40	11,68	
12	36	37	7.00	6,44	
13	37	11	11,60	11,25	
14	11	4	11,50	11,27	
15	4	5	14,10	13,41	
16	5	6	16,20	15,36	
17	6	110	16,30	15,54	

Tabla 26. Número de Froude en la tubería para alcantarillado pluvial.

TRAMO	DE	HASTA	NUMERO DE FROUDE			REMC		
			EAAB	CALALC	EPA SWMM	EAAB Vs CALALC	EPA SWMM Vs CALALC	EAAB Vs EPA SWMM
1	1	2	1,19	1,51	1,51	**0,29**	**0,05**	**0,32**
2	8	9	0,89	1,10	1,10			
3	14	15	0,98	1,08*	1,16			
4	35	36	1,21	1,51	1,51			
5	27	5	1,72	1,98	2,00			
6	80	6	1,89	2,41	2,55			
7	9	10	0,89	1,09	1,08			
8	10	2	1,63	2,01	2,01			
9	15	2	1,29	1,39	1,37			
10	2	3	0,92	1,14	1,17			
11	3	4	1,17	1,43	1,43			
12	36	37	1,34	1,67	1,67			
13	37	11	1,16	1,45	1,45			
14	11	4	1,15	1,44	1,48			
15	4	5	1,16	1,43	1,41			
16	5	6	1,23	1,52	1,52			
17	6	110	1,21	1,49	1,59			

*Régimen crítico el cual no se cambió para no afectar las consideraciones iniciales de diseño.

Tabla 27. Cota batea superior para alcantarillado pluvial.

TRAMOS	DE	A	COTA BATEA SUPERIOR (m.s.n.m.)		REMC (m)
			EAAB	CALALC	EAAB Vs CALALC
1	1	2	2558,70	2558,70	**1,13**
2	8	9	2559,52	2559,52	
3	14	15	2558,80	2558,80	
4	35	36	2559,72	2559,72	
5	27	5	2559,22	2559,22	
6	80	6	2559,22	2559,22	
7	9	10	2558,96	2559,12	
8	10	2	2558,34	2558,35	
9	15	2	2558,18	2558,00	
10	2	3	2557,84	2557,29	
11	3	4	2557,59	2556,59	
12	36	37	2559,22	2559,19	
13	37	11	2558,44	2558,05	
14	11	4	2557,83	2557,28	
15	4	5	2557,17	2555,48	
16	5	6	2556,65	2554,21	
17	6	110	2556,06	2552,71	

Tabla 28. Cota de energía total aguas abajo para alcantarillado pluvial.

TRAMO	DE	HASTA	COTA ENERGIA TOTAL AGUAS ABAJO (m.s.n.m.)			REMC (m)		
			EAAB	CALALC	EPA SWMM	EAAB Vs CALALC	EPA SWMM Vs CALALC	EAAB Vs EPA SWMM
1	1	2	2558,50	2558,51	2558,86			
2	8	9	2559,44	2559,45	2559,62			
3	14	15	2558,52	2558,75	2558,99			
4	35	36	2559,56	2559,58	2559,83			
5	27	5	2558,79	2558,81	2559,24			
6	80	6	2559,26	2559,33	2559,27			
7	9	10	2558,91	2559,08	2559,08			
8	10	2	2558,65	2558,73	2558,49			
9	15	2	2558,36	2558,34	2558,37	**1,12**	**1,06**	**0,25**
10	2	3	2558,28	2557,73	2558,21			
11	3	4	2557,99	2557,02	2557,96			
12	36	37	2559,00	2559,00	2559,33			
13	37	11	2558,76	2558,39	2558,63			
14	11	4	2558,24	2557,71	2558,02			
15	4	5	2557,61	2555,95	2557,57			
16	5	6	2556,98	2554,59	2557,09			
17	6	110	2556,92	2553,61	2556,50			

Tabla 29. Comparación del RAS Título D 2000 Vs 2015 (versión de prueba) para alcantarillado Sanitario.

<table>
<tr><th colspan="2">ALCANTARILLADO SANITARIO.</th></tr>
<tr><th>RAS 2000</th><th>RAS 2015</th></tr>
<tr><td colspan="2">1. PROYECCION DE LA POBLACION</td></tr>
<tr><td colspan="2">La estimación de la población actual y futura del proyecto debe hacerse con base en información oficial censal y censos disponibles de suscriptores del acueducto y otros servicios, en particular energía. Los estimativos de población deben basarse en el literal B.2.2 del Título B del RAS 2000. Las proyecciones de población para proyectos de recolección y evacuación de aguas residuales deben considerar las densidades de saturación de acuerdo con los planes de ordenamiento territorial de la localidad, a través de zonificaciones del uso de la tierra.</td></tr>
<tr><td></td><td>Con respecto a la estimación de la demanda de agua potable, la cual se debe utilizar para el cálculo de los caudales de aguas residuales, se debe seguir todo lo establecido en el capítulo B.2 del Título B del RAS: “Sistemas de Acueducto”.</td></tr>
<tr><td colspan="2">2. PERIODO DE DISEÑO</td></tr>
<tr><td>Se evalúa dependiendo el nivel de complejidad, basado en la tabla D 2.1

TABLA D.2.1
Periodo de planeamiento de redes de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias
<table><tr><th>Nivel de complejidad del sistema</th><th>Periodo de diseño (años)</th></tr><tr><td>Bajo y medio</td><td>15</td></tr><tr><td>Medio alto</td><td>20</td></tr><tr><td>Alto</td><td>25</td></tr></table>
Como mínimo deben proyectarse para los periodos planteados.

Para colectores principales o emisarios finales el periodo de diseño mínimo debe ser de 25 años para cualquier nivel de complejidad.</td><td>Se debe seguir todo lo establecido en el literal D.2.3.1.

Como mínimo, los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y/o lluvias deben proyectarse para :

30 años en el caso de sistemas con nivel de complejidad alto
25 años en los demás sistemas.

Para los tramos principales del sistema, los interceptores y los tramos finales, se debe evaluar la alternativa de implementación por etapas hasta cubrir el período de diseño establecido para los sistemas de todos los niveles de complejidad</td></tr>
</table>

ALCANTARILLADO SANITARIO	
RAS 2000	**RAS 2015**
3. CONTRIBUCION DE AGUAS RESIDUALES	
Caudal de aguas residuales domesticas (QD)	

El aporte domestico está dado por las siguientes expresiones:

$$Q_D = \frac{C \cdot D \cdot A_{rd} \cdot R}{86400} \quad \text{o} \quad Q_D = \frac{C \cdot P \cdot R}{86400} \qquad \textbf{(D.3.1)}$$

La segunda alternativa de la ecuación D.3.1 es recomendable para nivel de complejidad del sistema bajo.

1. Estimación del consumo medio diario por habitante (C): Corresponde a la dotación neta, es decir, a la cantidad de agua que el consumidor efectivamente recibe para satisfacer sus necesidades. La dotación neta depende del nivel de complejidad del sistema, del clima de la localidad y del tamaño de la población. Su estimación debe hacerse con base en el literal B.2.4 del Título B.

2. **Estimación de D**: Los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales deben diseñarse para la máxima densidad de población futura o densidad de saturación, la cual depende de la estratificación socioeconómica, el uso de la tierra y el ordenamiento urbano. Para la población y densidad inicial debe establecerse el comportamiento hidráulico del sistema.

3. Estimación de P: La población servida puede ser estimada como el producto de la densidad de población (D) y el área residencial bruta acumulada de drenaje sanitario. Esta área debe incluir las zonas recreacionales. Esta forma de estimación es válida donde esté definida la densidad de población. Alternativamente, P puede ser estimada a partir del producto del número de viviendas planificadas en el área de drenaje y el número medio de habitantes por vivienda. Debe revisarse que la densidad bruta del proyecto no exceda la disponibilidad del servicio de alcantarillado receptor existente, si éste es utilizado para el proyecto.

4. Estimación de R: El coeficiente de retorno es la fracción del agua de uso doméstico servida (dotación neta), entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Su estimación debe provenir del análisis de información existente de la localidad y/o de mediciones de campo. Cuando esta información resulte inexistente o muy pobre, pueden utilizarse como guía los rangos de valores de R descritos en la tabla D.3.1, justificando apropiadamente el valor finalmente optado.

La demanda de agua potable se puede calcular siguiendo una de las tres siguientes metodologías: la proyección de la demanda de agua potable en el sector objeto del diseño; la proyección de los suscriptores en el área objeto del diseño y; en último caso, la proyección de la población en el área objeto del diseño teniendo en cuenta las densidades de saturación.

1. En caso de que se cuente con la proyección de la demanda de agua potable, dentro de las estadísticas de la persona prestadora del servicio público de acueducto del municipio, el caudal de diseño de aguas residuales domésticas se calcula de acuerdo con la ecuación (D.3.1).

$$Q_D = C_R \times D_{NETA_P} \times A \qquad \textbf{(D.3.1)}$$

donde:

Q_D = Caudal de aguas residuales domésticas (L/s).
C_R = Coeficiente de retorno (adimensional).
D_{NETA_P} = Demanda neta de agua potable por unidad de área tributaria (L/s.ha).
A = Área tributaria de drenaje (ha).

2. En caso de que la proyección de la demanda de agua potable se haya hecho haciendo uso de la proyección de los suscriptores del servicio en el área objeto del proyecto del sistema de alcantarillado, el caudal de diseño de aguas residuales domésticas se calcula de acuerdo con la ecuación (D.3.2) mostrada a continuación:

$$Q_D = \frac{C_R \times P_S \times D_{NETA}}{30} \qquad \textbf{(D.3.2)}$$

donde:

Q_D = Caudal de aguas residuales domésticas (m^3/día).
C_R = Coeficiente de retorno (adimensional).
P_S = Número de suscriptores proyectados al período de diseño (suscriptores).
D_{NETA} = Demanda neta de agua potable proyectada por suscriptor (m^3/suscriptor/mes).

3. Como última opción, en caso de que no existan proyecciones de demanda de agua o proyecciones de suscriptores, el cálculo de caudal de diseño de aguas residuales domésticas se hace utilizando la proyección de población en la zona objeto del diseño. En caso de que se opte por esta última metodología, se debe utilizar la ecuación (D.3.3):

TABLA D.3.1

Coeficiente de retorno de aguas servidas domésticas

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de retorno
Bajo y medio	0,7 - 0,8
Medio alto y alto *	0,8 - 0,85

Puede ser definido por la empresa prestadora del servicio

$$Q_D = \frac{C_R \times P \times D_{NETA}}{86400} \quad \textbf{(D.3.3)}$$

donde:

Q_D = Caudal de aguas residuales domésticas (L/s).
C_R = Coeficiente de retorno (adimensional).
P = Número de habitantes proyectados al período de diseño (hab).
D_{NETA} = Demanda neta de agua potable proyectada por habitante (L/hab/día).

Dotación neta: En caso de no existir mediciones de las dotaciones netas utilizadas en las ecuaciones (D.3.1), (D.3.2) y (D.3.3) se deben emplear aquellas que se encuentran definidas en el literal B.2.5 del Título B del RAS: "Sistemas de Acueducto". Igualmente, si la persona prestadora del servicio público de alcantarillado no ha definido su porcentaje de pérdidas técnicas se deben utilizar aquellas definidas en el literal B.2.6.3.3 del Título B del RAS: "Sistemas de Acueducto".

En las tres últimas ecuaciones, el coeficiente de retorno es la fracción del agua potable de uso doméstico entregada como aguas residuales al sistema de recolección y evacuación. La estimación del coeficiente de retorno preferiblemente debe provenir de análisis de información existente en la localidad y/o de mediciones de campo realizadas por la persona prestadora del servicio público de alcantarillado para cada una de las zonas del municipio. En caso de que esta información no exista, o se considere muy limitada o escasa, pueden utilizarse, como guía, los valores del coeficiente de retorno dados en la Tabla D.3.1, justificando apropiadamente el valor adoptado finalmente.

Tabla D.3.1 Coeficiente de retorno de aguas residuales domésticas

Nivel de Complejidad del Sistema	Coeficiente de retorno
Bajo y Medio	0,80
Medio Alto y Alto *	0,85

*Puede ser definido por la persona prestadora del servicio público de alcantarillado

ALCANTARILLADO SANITARIO

RAS 2000

3. CONTRIBUCION DE AGUAS RESIDUALES

Caudal de aguas residuales industriales (Qi)

El consumo de agua industrial varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la industria (ver literal B.2.3.3 del Título B), y los aportes de aguas residuales varían con el grado de recirculación de aguas y los procesos de tratamiento. En consecuencia, los aportes de aguas residuales industriales QI deben ser determinados para cada caso en particular, con base en información de censos, encuestas y consumos industriales y estimativos de ampliaciones y consumos futuros. Para cualquier nivel de complejidad del sistema, es necesario elaborar análisis específicos de aportes industriales de aguas residuales, en particular para zonas netamente industriales e industrias medianas y grandes, ubicadas en zonas residenciales y comerciales. En cada caso, debe considerarse la naturaleza de los residuos industriales, y su aceptación al sistema de alcantarillado estará condicionada por la legislación vigente con respecto a vertimientos industriales. Es necesario hacer consideraciones de velocidad mínima con base en el tipo de desechos para evitar obstrucciones. Sin embargo, para industrias pequeñas localizadas en zonas residenciales o comerciales pueden utilizarse los valores mostrados en la tabla D.3.2 de caudal por hectárea de área bruta de industria.QI debe ser estimado para las condiciones iniciales, QIi, y finales, QIf, de operación del sistema, de acuerdo con los planes de desarrollo industrial previstos

TABLA D.3.2
Contribución industrial

Nivel de complejidad del sistema	Contribución industrial (L/s·ha ind)
Bajo	0,4
Medio	0,6
Medio alto	0,8
Alto	1,0-1,5

RAS 2015

Los aportes de aguas residuales industriales QI deben ser determinados para cada caso en particular, con base en información de censos, encuestas y consumos industriales, estimativos de ampliaciones y consumos futuros, a lo cual se suma la información de lo establecido en la Resolución 0075 de 2011, expedida por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, o la norma que la modifique o sustituya.

Para los sistemas de todos los niveles de complejidad, es necesario elaborar análisis específicos de aportes industriales de aguas residuales, en particular para zonas netamente industriales e industrias medianas y grandes, ubicadas en zonas residenciales y comerciales. De conformidad con la Resolución 631 de 2015 expedida por el Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible, el caudal de aguas residuales industriales debe separarse en el caudal de aguas residuales domésticas y el caudal de aguas residuales no domésticas. Estas últimas deben clasificarse y tratarse según las disposiciones de la mencionada resolución para ser entregadas a la persona prestadora del servicio de alcantarillado. En cada caso, la persona prestadora del servicio de alcantarillado debe considerar la naturaleza de los residuos industriales, y su aceptación al sistema de alcantarillado estará condicionada por la legislación vigente con respecto a vertimientos industriales, de acuerdo con lo establecido en el Decreto 3930 de 2010 o aquel que lo modifique o sustituya.

Tabla D.3.2 Contribución de aguas residuales industriales para industrias pequeñas

Nivel de Complejidad del Sistema	Contribución industrial ($L/s \cdot ha_{ind}$)
Bajo	0,4
Medio	0,6
Medio Alto	0,8
Alto	1,0

<table>
<tr><th colspan="2">ALCANTARILLADO SANITARIO</th></tr>
<tr><th>RAS 2000</th><th>RAS 2015</th></tr>
<tr><th colspan="2">3. CONTRIBUCION DE AGUAS RESIDUALES</th></tr>
<tr><th colspan="2">Caudal de aguas residuales comerciales (Qc)</th></tr>
<tr><td>Para zonas netamente comerciales, el caudal de aguas residuales QC debe estar justificado con un estudio detallado, basado en consumos diarios por persona, densidades de población en estas áreas y coeficientes de retorno mayores que los de consumo doméstico. Para zonas mixtas comerciales y residenciales pueden ponderarse los caudales medios con base en la concentración comercial relativa a la residencial, utilizando como base los valores de la tabla D.3.3.

QC debe ser estimado para las condiciones iniciales, QCi, y finales, QCf, de operación del sistema, de acuerdo con los planes de desarrollo comercial previstos.

TABLA D.3.3
Contribución comercial
<table><tr><th>Nivel de complejidad del sistema</th><th>Contribución comercial (L/s· ha com)</th></tr><tr><td>Cualquier</td><td>0,4 - 0,5</td></tr></table></td><td>En caso de que en la zona objeto del diseño de la red de alcantarillado de aguas residuales existan zonas netamente comerciales, el caudal de aguas residuales comerciales debe justificarse a través de un estudio detallado, ya sea de los consumos actuales, de los suscriptores comerciales, a lo cual se suma la información de lo establecido en la Resolución 0075 de 2011 , expedida por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, o la norma que la modifique o sustituya; ó con base en los consumos diarios por persona, número de personas en áreas comerciales y en coeficientes de retorno mayores que los de consumos domésticos, para aquellos casos en que no exista información comercial de consumos históricos. En caso de que en el área objeto del proyecto existan zonas mixtas, comerciales y residenciales, los caudales comerciales deben estimarse teniendo en cuenta la concentración comercial relativa a la concentración residencial, utilizando una contribución de caudal comercial correspondiente a 0,5 L/s por ha comercial. Debe hacerse la revisión de las captaciones de agua utilizadas por el sector comercio, las cuales no necesariamente provienen del acueducto; pero si pueden estar interesadas en utilizar el sistema de alcantarillado sanitario

De conformidad con la Resolución 631 de 2015 expedida por el Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible, el caudal de aguas residuales comerciales debe separarse en el caudal de aguas residuales domésticas y el caudal de aguas residuales no domésticas. Estas últimas deben clasificarse y tratarse según las disposiciones de la mencionada resolución para ser entregadas a la persona prestadora del servicio de alcantarillado. En el caso de los establecimientos comerciales algunos pueden manejar lavaderos, mantenimientos de carros o patios con lavado de grasas y aceites, por lo cual, también deben remitirse a la Resolución 631 para identificar la clasificación de su actividad comercial y tener en cuenta los contaminantes que deben controlar.

QC debe ser estimado para las condiciones iniciales, QCi, y finales, QCf, de operación del sistema, de acuerdo con los planes de desarrollo comercial que se generen, partiendo de los determinantes fijados dentro del plan de ordenamiento territorial del municipio objeto del diseño, o de la región en caso de que éste exista.</td></tr>
</table>

<table>
<tr><th colspan="2">ALCANTARILLADO SANITARIO</th></tr>
<tr><th>RAS 2000</th><th>RAS 2015</th></tr>
<tr><th colspan="2">3. CONTRIBUCION DE AGUAS RESIDUALES</th></tr>
<tr><th colspan="2">Caudal de aguas residuales institucionales (Qin)</th></tr>
<tr><td colspan="2">El consumo de agua de las diferentes instituciones varía de acuerdo con el tipo y tamaño de las mismas, dentro de las cuales pueden mencionarse escuelas, colegios y universidades, hospitales, hoteles, cárceles, etc. En consecuencia, los aportes de aguas residuales institucionales Q_{IN} deben determinarse para cada caso en particular, con base en información de consumos registrados en la localidad de entidades similares. Sin embargo, para pequeñas instituciones ubicadas en zonas residenciales</td></tr>
<tr><td>En los literales B.3.5.6 y B.3.5.7 del titulo B, se establece su estimación

Los aportes de aguas residuales pueden estimarse a partir de los valores por unidad de área institucional, presentados en la tabla D.3.4. QIN debe ser estimado para las condiciones iniciales, QINi, y finales, QINf, de operación del sistema, de acuerdo con los planes de desarrollo previstos.

TABLA D.3.4
Contribución institucional mínima en zonas residenciales
<table><tr><th>Nivel de complejidad del sistema</th><th>Contribución institucional (L/ s- ha inst)</th></tr><tr><td>Cualquier</td><td>0,4 - 0,5</td></tr></table></td><td>En el capítulo B.2 del Título B del RAS: “Sistemas de Acueducto”, se establece su estimación.

Debe hacerse la revisión de las captaciones de agua utilizadas por el sector institucional, las cuales no necesariamente provienen del acueducto; pero si pueden estar interesadas en utilizar el sistema de alcantarillado sanitario., los aportes de aguas residuales pueden estimarse en 0,5 L/s por ha institucional. El Q_{IN} debe ser estimado para las condiciones iniciales, QINi, y finales, QINf, de operación del sistema, de acuerdo con los planes de desarrollo previstos.

De conformidad con la Resolución 631 de 2015 expedida por el Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible, el caudal de aguas residuales institucionales debe separarse en el caudal de aguas residuales domésticas y el caudal de aguas residuales no domésticas. Estas últimas deben clasificarse y tratarse según las disposiciones de la mencionada resolución para ser entregadas a la persona prestadora del servicio de alcantarillado.</td></tr>
</table>

<table>
<tr><th colspan="2">ALCANTARILLADO SANITARIO</th></tr>
<tr><th>RAS 2000</th><th>RAS 2015</th></tr>
<tr><th colspan="2">3. CONTRIBUCION DE AGUAS RESIDUALES</th></tr>
<tr><th colspan="2">Conexiones erradas (Ce)</th></tr>
<tr><td colspan="2">Deben considerarse los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de tejados y patios, QCE. Estos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias. La información existente en la localidad sobre conexiones erradas debe utilizarse en la estimación de los aportes correspondientes. Pueden considerarse otros métodos de estimación de conexiones erradas, tales como porcentajes del caudal medio diario de aguas residuales, con justificación por parte del diseñador

Si los aportes por conexiones erradas son notoriamente altos, para niveles de complejidad del sistema medio alto y alto, debe desarrollarse un proyecto de recolección y evacuación de aguas lluvias a mediano plazo (separado o combinado) y, por lo tanto, el diseño del sistema sanitario debe ser consistente con tal previsión. Para niveles de complejidad del sistema bajo y medio es necesario establecer la conveniencia de un sistema pluvial y tomar por lo menos las medidas de control para reducir el aporte de conexiones erradas</td></tr>
<tr><td>En la tabla D.3.5 se dan como guía valores máximos de los aportes por conexiones erradas, en caso de que exista un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias. En caso de que el área del proyecto no disponga de un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias según el literal D.1.6, deben considerarse aportes máximos de drenaje pluvial domiciliario a la red sanitaria, de acuerdo con la tabla D.3.6.

Para el nivel bajo de complejidad del sistema el aporte de conexiones erradas puede estimarse en 5 L/hab×día. QCE debe ser estimado para las condiciones iniciales, QCEi, y finales, QCEf, de operación del sistema, de acuerdo con los planes previstos de desarrollo urbano.

TABLA D.3.5
Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial
<table><tr><th>Nivel de complejidad del sistema</th><th>Aporte (L / s-ha)</th></tr><tr><td>Bajo y medio</td><td>0,2</td></tr><tr><td>Medio alto y alto</td><td>0,1</td></tr></table>
TABLA D.3.6
Aportes máximos por drenaje domiciliario de aguas lluvias sin sistema pluvial
<table><tr><th>Nivel de complejidad del sistema</th><th>Aporte (L / s-ha)</th></tr><tr><td>Bajo y medio</td><td>2</td></tr><tr><td>Medio alto y alto *</td><td>2</td></tr></table>• Debe disponerse de sistema pluvial o combinado a mediano plazo</td><td>El caudal de aguas residuales debido a las conexiones erradas debe calcularse para las condiciones iniciales de operación, es decir para el momento de entrada en operación de la red de alcantarillado de aguas residuales objeto del diseño, y para las condiciones finales, correspondientes al final del período de diseño, teniendo en cuenta todo lo establecido en el plan de ordenamiento territorial del municipio.

El aporte máximo de las conexiones erradas a un sistema de alcantarillado de aguas residuales existente o proyectado debe ser de hasta 0,2 L/s por ha en el caso de que en el municipio exista un sistema de alcantarillado de aguas lluvias.

Sin embargo, los aportes máximos anteriormente descritos pueden modificarse para propósitos de diseño, siempre que exista un estudio de campo que justifique la estimación de los caudales de conexiones erradas establecido por las personas prestadoras del servicio de alcantarillado. Por lo tanto, si la persona prestadora del servicio público de alcantarillado tiene registros de la magnitud de los aportes por conexiones erradas en el sistema de recolección de aguas residuales se permite utilizar dicho valor para el diseño.</td></tr>
</table>

ALCANTARILLADO SANITARIO

RAS 2000	RAS 2015

3. CONTRIBUCION DE AGUAS RESIDUALES

Caudales por infiltración (Qinf)

Es inevitable la infiltración de aguas subsuperficiales a las redes de sistemas de alcantarillado de aguas residuales, principalmente freáticas, a través de fisuras en las tuberías, en juntas hechas deficientemente, en la unión de tuberías con cámaras de inspección y demás estructuras, y en estos elementos cuando no son completamente impermeables. Su estimación debe hacerse en lo posible a partir de aforos en el sistema en horas cuando el aporte de agua residual es mínimo, y de consideraciones sobre la naturaleza y permeabilidad del suelo, la topografía de la zona y su drenaje, la cantidad y distribución temporal de la precipitación, la variación del nivel freático con respecto a las cotas clave de las tuberías, las dimensiones, estado y tipo de tuberías, los tipos, número y calidad constructiva de uniones y juntas, el número de cámaras de inspección y demás estructuras y, su calidad constructiva. El diseñador debe minimizar los aportes por infiltración. A lo largo de la vida útil de las redes, el aporte de aguas de infiltración también puede estar asociado con el nivel de amenaza sísmica de la localidad. Se requiere que el diseñador justifique los valores adoptados teniendo en cuenta los factores señalados. En ausencia de medidas directas o ante la imposibilidad de determinar el caudal por infiltración, el aporte puede establecerse con base en los valores dados en la Tabla D.3.7 y D.3.3 respectivamnete.. La categorización de la infiltración en: alta, media y baja, se relaciona con las características topográficas, de suelos, los niveles freáticos y la precipitación de la zona del proyecto.

TABLA D.3.7

Aportes por infiltración en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales

Nivel de complejidad del sistema	Infiltración alta (L / s·ha)	Infiltración media (L / s·ha)	Infiltración baja (L / s·ha)
Bajo y medio	0,15 - 0,4	0,1 - 0,3	0,05 - 0,2
Medio alto y alto *	0,15 - 0,4	0,1 - 0,3	0,05 - 0,2

*Puede ser definido por la empresa prestadora del servicio

Tabla D.3.3 Aportes por infiltración en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales

Nivel de Complejidad del Sistema	Infiltración alta (L/s.ha)	Infiltración media (L/s.ha)	Infiltración baja (L/s.ha)
Bajo y Medio	0,3	0,2	0,1
Medio Alto y Alto *	0,3	0,2	0,1

*Puede ser definido por la persona prestadora del servicio público de alcantarillado

1. En el caso de ampliaciones de sistemas de alcantarillado de aguas residuales existentes, la infiltración para los tramos que conforman el sistema existente puede ser mayor que lo establecido en la anterior tabla, debido a la edad de las tuberías. En estos casos, debido a que los diámetros de las tuberías ya se conocen, los caudales de infiltración se calculan mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{INF} = C_i \times d \times L \qquad \textbf{(D.3.4)}$$

donde:

Q_{INF} = Caudal por infiltraciones (L/día).
C_i = Coeficiente de infiltración (L/día/mm/km). 2,5 si la tubería tiene una edad inferior a los 10 años, 5,0 si la tubería tiene una edad inferior a los 25 años y 10,0 si la tubería tiene una edad mayor a 25 años.
d = Diámetro real interno de la tubería (mm).
L = Longitud de la tubería (km).

2. Para determinar el caudal de infiltración en las cámaras de inspección y otras estructuras del sistema de alcantarillado existente se debe utilizar la siguiente ecuación: La cantidad de infiltración que se produce en sistemas de alcantarillado depende en gran medida de los defectos en los procesos de instalación. Por lo tanto, las fallas en las juntas de las tuberías, el tipo de conexión y las fallas en las paredes de las estructuras de conexión influyen en la magnitud de este aporte. Si el fabricante de las tuberías o de los elementos del sistema garantiza menores aportes de infiltración que los dados en la Tabla D.3.3 y la persona prestadora del servicio público de alcantarillado los aprueba, se permite utilizar dichos aportes para el diseño.

$$Q_{INF} = 4 \times b \times h \qquad \textbf{(D.3.5)}$$

donde:

Q_{INF} = Caudal por infiltraciones (L/h).
b = Diámetro real interno de la estructura (m).
h = Altura de energía en la cámara o estructura (m).

ALCANTARILLADO SANITARIO	
RAS 2000	**RAS 2015**
3. CONTRIBUCION DE AGUAS RESIDUALES	
Caudal medio diario de aguas residuales (QMD)	
El QMD debe ser estimado para las condiciones iniciales, QMDi, y finales, QMDf, de operación del sistema. En los casos donde las contribuciones industriales, comerciales e institucionales sean marginales con respecto a las domésticas, pueden ser estimadas como un porcentaje de los aportes domésticos. El caudal medio diario de aguas residuales para un tramo con un área de drenaje dada, es la suma de los aportes domésticos, industriales, comerciales e institucionales.	
$$Q_{MD} = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{IN}$$ donde: Q_{MD} = Caudal medio diario de aguas residuales (m^3/s). Q_D = Caudal de aguas residuales domésticas (m^3/s). Q_I = Caudal de aguas residuales industriales (m^3/s). Q_C = Caudal de aguas residuales comerciales (m^3/s). Q_{IN} = Caudal de aguas residuales institucionales (m^3/s).	
Caudal máximo horario final (QMH)	
El caudal máximo horario es la base para establecer el caudal de diseño de una red de colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario del día máximo se estima a partir del caudal final medio diario, mediante el uso del factor de mayoración, F.	
$Q_{MH} = F \cdot Q_{MDf}$ **(D.3.3)**	1. Para aquellos casos en que con el fin de estimar el factor de mayoración de aguas residuales domésticas, se haya utilizado como parámetro de cálculo la proyección de la población al período de diseño (ecuación ((D.3.9))), el caudal máximo horario final será igual que: $$Q_{MH_f} = F \times Q_{D_f} + Q_{I_f} + Q_{C_f} + Q_{IN_f}$$ **(D.3.7)** donde: Q_{MH_f} = Caudal máximo horario final (m^3/s). F = Factor de mayoración (adimensional). Q_{D_f} = Caudal de aguas residuales domésticas final (m^3/s). Q_{I_f} = Caudal de aguas residuales industriales final (m^3/s). Q_{C_f} = Caudal de aguas residuales comerciales final (m^3/s). Q_{IN_f} = Caudal de aguas residuales institucionales final (m^3/s). 2. 2. En el caso en que el factor de mayoración de aguas residuales domésticas se haya estimado utilizando como parámetro de cálculo el caudal medio final de aguas residuales (Ecuaciones (D.3.10), y (D.3.11)), el caudal máximo horario final será igual que: $$Q_{MH_f} = F \times Q_{MD_f}$$ **(D.3.8)** donde, Q_{MH_f} = Caudal máximo horario final (m^3/s). F = Factor de mayoración (adimensional). Q_{MD_f} = Caudal medio diario final (m^3/s).

ALCANTARILLADO SANITARIO

RAS 2000

RAS 2015

3. CONTRIBUCION DE AGUAS RESIDUALES

Factor de Mayoración

En el factor de mayoración para calcular el caudal máximo horario, utilizando como base el caudal medio diario, se tienen en cuenta las variaciones en el consumo de agua por parte de la población. El factor disminuye en la medida en que el número de habitantes considerado aumenta, pues el uso de agua se hace cada vez más heterogéneo y la red de tuberías puede contribuir cada vez más a amortiguar los picos de caudal.

El factor de mayoración debe calcularse, hasta donde sea posible, haciendo uso de mediciones de campo, en donde se tengan en cuenta los patrones de consumo de la población y la medición de los caudales en las horas de mayor consumo

Es necesario estimarlo con base en relaciones aproximadas como las de Harmon y Babbit, válidas para poblaciones de 1 000 a 1 000 000 habitantes, y la de Flores, en las cuales se estima F en función del número de habitantes.

$$F = 1 + \frac{14}{(4 + P^{0,5})} \quad \text{Harmon} \quad \textbf{(D.3.4)}$$

$$F = \frac{5}{P^{0,2}} \quad \text{Babbit} \quad \textbf{(D.3.5)}$$

$$F = \frac{3,5}{P^{0,1}} \quad \text{Flores} \quad \textbf{(D.3.6)}$$

El factor de mayoración también puede ser dado en términos del caudal medio diario como en las fórmulas de Los Ángeles o la de Tchobanoglous.

$$F = \frac{3.53}{Q_{MD}^{0.0914}} \quad \textbf{(D.3.7)}$$

$$F = \frac{3.70}{Q_{MD}^{0.0733}} \quad \textbf{(D.3.8)}$$

La fórmula de Los Ángeles es válida para el rango de 2,8 a 28300 L/s, mientras que la de Tchobanoglous lo es para el rango de 4 a 5000 L/s. Esta última relación es adecuada cuando la contribución de aguas residuales de procedencia comercial, industrial e institucional no representa más del 25% del caudal total de aguas residuales. En general el valor de F debe ser mayor o igual a 1,4. El factor F debe calcularse tramo por tramo de acuerdo con el incremento progresivo de población y caudal.

El diseñador puede utilizar la ecuación empírica de Flores en la cual se puede calcular F como función del número de habitantes, este último dado en miles de habitantes.

$$F = \frac{3,5}{P^{0,1}} \quad \textbf{Flores (-)} \quad \textbf{(D.3.9)}$$

donde:

F = Factor de mayoración (adimensional).

P = Población servida en miles de habitantes (hab/1000).

Alternativamente el factor de mayoración también puede calcularse como función del caudal medio diario (Q_{MD}) utilizando la ecuación de Los Ángeles, o la de Gaines.

$$F = \frac{3.53}{Q_{MD}^{0.0914}} \quad \textbf{Los Ángeles (1962)} \quad \textbf{(D.3.10)}$$

$$F = \frac{3.114}{Q_{MD}^{0.062}} \quad \textbf{Gaines (1989)} \quad \textbf{(D.3.11)}$$

donde:

F = Factor de mayoración (adimensional).

Q_{MD} = Caudal medio diario de aguas residuales (L/s).

La fórmula de Los Ángeles es válida para el rango de 2,8 a 28300 L/s. La fórmula de Gaines debe ser aplicada para caudales medios entre 0,28 L/s y 4250 L/s. En general el valor de F debe ser mayor o igual que 1,4. El factor F debe calcularse tramo por tramo de acuerdo con el incremento progresivo de la población y el caudal; sin embargo el máximo valor del factor de mayoración debe limitarse, cualquiera que sea la expresión utilizada para su cálculo, de acuerdo con el tamaño de la población servida como se muestra en la Tabla D.3.4.

Tabla D.3.4 Máximo factor de mayoración de acuerdo con la población servida

Población servida en número de habitantes	Factor de mayoración máximo
< 20.000	3,00
20.000 – 50.000	2,50
50.001 – 750.000	2,25
> 750.000	2,00

<table>
<tr><th colspan="2">ALCANTARILLADO SANITARIO</th></tr>
<tr><th>RAS 2000</th><th>RAS 2015</th></tr>
<tr><th colspan="2">3. CONTRIBUCION DE AGUAS RESIDUALES</th></tr>
<tr><th colspan="2">caudal de diseño</th></tr>
<tr><td colspan="2">El caudal de diseño de cada tramo de la red de tuberías se obtiene sumando al caudal máximo horario del día máximo, QMH, los aportes por infiltraciones y conexiones erradas.
$$Q_{DT} = Q_{MH_f} + Q_{INF} + Q_{CE}$$ (D.3.12)
donde:
Q_{DT} = Caudal de diseño para cada tramo de la red (m^3/s).
Q_{MH_f} = Caudal máximo horario final (m^3/s).
Q_{INF} = Caudal por infiltraciones (m^3/s).
Q_{CE} = Caudal por conexiones erradas (m^3/s).
Cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea menor que 1,5 L/s, debe adoptarse este último valor como caudal de diseño para dimensionar las tuberías de sistemas de alcantarillado de aguas residuales. Además de los valores anteriores, que corresponden a los valores finales previstos, deben estimarse los valores iniciales de caudal de operación de cada tramo para propósitos de verificación del comportamiento hidráulico del sistema en sus etapas iniciales de servicio, tal como se describe en los siguientes literales.</td></tr>
<tr><th colspan="2">4. DIAMETRO INTERNO REAL MINIMO</th></tr>
<tr><td>En las redes de recolección y evacuación de aguas residuales, la sección circular es la más usual para los colectores, principalmente en los tramos iniciales. El diámetro interno real mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado sanitario convencional es 200 mm (8 plg) con el fin de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema. Sin embargo, para sistemas simplificados (ver literal D.1.6.2) o niveles de complejidad del sistema bajo, éste puede reducirse a 150 mm (6 plg), requiriéndose una justificación detallada por parte del diseñador. Cuando se pretende evacuar las aguas residuales de 10 viviendas en adelante, es recomendable utilizar como diámetro mínimo 200 mm (8 plg).</td><td>Para las redes de recolección y evacuación de las aguas residuales, la sección más utilizada para las tuberías y tramos, es la sección circular, especialmente en los tramos iniciales. El diámetro interno mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado de aguas residuales convencional es de 170 mm, con el fin de evitar las posibles obstrucciones que ocurran en los tramos, causadas por objetos relativamente grandes que puedan entrar al sistema. Para el caso de alcantarillados en municipios con sistemas con niveles de complejidad medio y bajo, el diámetro interno mínimo es de 145 mm. Sin embargo, cuando se requiera evacuar las aguas residuales de un conjunto de más de 10 viviendas se recomienda que el diámetro interno mínimo sea de 170 mm para dichos niveles.</td></tr>
</table>

ALCANTARILLADO SANITARIO	
RAS 2000	**RAS 2015**
5.VELOCIDADES PERMITIDAS	
Velocidad mínima	
Si las aguas residuales fluyen por un periodo largo a bajas velocidades, los sólidos transportados pueden depositarse dentro de los colectores. En consecuencia, se debe disponer regularmente de una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante periodos de caudal bajo. Para lograr esto, se establece la velocidad mínima como criterio de diseño. La velocidad mínima real permitida en el colector es 0,45 m/s. Para las condiciones iniciales de operación de cada tramo, debe verificarse el comportamiento autolimpiante del flujo, para lo cual es necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio. Por lo tanto, debe establecerse que el valor del esfuerzo cortante medio sea mayor o igual a 1,5 N/m2 (0,15 Kg/m2) para el caudal inicial máximo horario, el cual puede estimarse como $$Q_{MHi} = \frac{F * Q_{Di}}{K_1} + Q_{Ii} + Q_{Ci} + Q_{INi} + Q_{INF} + Q_{CEi}$$ **(D.3.10)** Si el valor calculado de QMHi es menor que 1,5 L/s , debe adoptarse este valor. El esfuerzo cortante medio está dado por la expresión: $$\tau = \gamma \cdot R \cdot S$$ **(D.3.11)** En aquellos casos en los cuales, por las condiciones topográficas presentes, no sea posible alcanzar la velocidad mínima, debe verificarse que el esfuerzo cortante sea mayor que 1,2 N/m2 (0,12 Kg/m2). Cuando el sistema considerado corresponda a un sistema de alcantarillado simplificado, el valor de la velocidad mínima real es de 0,4 m/s o la correspondiente a un esfuerzo cortante mínimo de 1,0 N/m2 (0,10 Kg/m2). Para un sistema de colectores sin arrastre de sólidos se obvia el criterio de autolimpieza y, por lo tanto, el de velocidad mínima. Los colectores que transporten aguas residuales típicamente industriales deben ceñirse a la legislación y normatividad vigentes sobre vertimientos de este tipo. Para estos colectores la velocidad mínima real aceptable para evitar la formación de sulfuros depende de la demanda bioquímica de oxígeno. Estos valores se definen en la tabla D.3.10.	La velocidad mínima real permitida para una tubería de diámetro menor a 450 mm en los sistemas de aguas residuales es de 0,45 m/s, probando dicha velocidad para las condiciones encontradas al inicio de operación del sistema para el caudal máximo horario inicial, de acuerdo con las siguientes expresiones: $$v_{min} = \frac{Q_{MD_i}}{A}$$ **(D.3.13)** $$Q_{MH_i} = F \times Q_{D_i} + Q_{I_i} + Q_{C_i} + Q_{IN_i} + Q_{INF} + Q_{CE_i}$$ **(D.3.14)** $$Q_{MH_i} = F \times Q_{MD_i}$$ **(D.3.15)** donde: v_{min} = Velocidad mínima inicial (m/s). Q_{MH_i} = Caudal máximo horario inicial (m^3/s). A = Área transversal mojada de la tubería (m^2). F = Factor de mayoración (adimensional). Q_{D_i} = Caudal de aguas residuales domésticas inicial (m^3/s). Q_{I_i} = Caudal de aguas residuales industriales inicial (m^3/s). Q_{C_i} = Caudal de aguas residuales comerciales inicial (m^3/s). Q_{IN_i} = Caudal de aguas residuales institucionales inicial (m^3/s). Q_{CE_i} = Caudal por conexiones erradas inicial (m^3/s). Q_{MD_i} = Caudal medio diario inicial (m^3/s). Las ecuaciones ((D.3.14)) y ((D.3.15)) deben utilizarse de acuerdo con las instrucciones establecidas en el literal D.3.3.5 de este título. Esta velocidad inicial determinada mediante la ecuación (D.3.16) debe ser capaz de generar un esfuerzo cortante en la pared de la tubería del alcantarillado de aguas residuales superior o igual que 1,0 Pa. En caso contrario se debe diseñar la tubería de tal forma que se garantice dicho esfuerzo cortante. La velocidad mínima real permitida para una tubería con un diámetro mayor o igual que 450 mm en el sistema de alcantarillado de aguas residuales debe ser tal, para el caudal máximo horario inicial, que se genere un esfuerzo cortante en el fondo de la tubería de alcantarillado igual o mayor que 1,5 Pa. Tal velocidad de operación se puede calcular mediante la expresión, basada en las ecuaciones de DarcyWeisbach y de Colebrook-White:

TABLA D.3.10
Velocidad mínima de aguas residuales industriales

DBO efectiva (mg/l)	Velocidad mínima real (m/s)
Hasta 225	0,50
De 226 a 350	0,65
De 351 a 500	0,75
De 501 a 690	0,90
De 691 a 900	1,00

$$v_{min} = \sqrt{\frac{8\tau_b}{\rho f}} \qquad \text{(D.3.16)}$$

donde:

v_{min} = Velocidad mínima real a tubo lleno para condiciones iniciales (m/s).
τ_b = Esfuerzo cortante en el lecho de sedimentos en el fondo de la tubería (2 Pa)
ρ = Densidad del agua residual (kg/m^3)
f = Factor de fricción en el lecho de la tubería (adimensional)

A su vez el factor de fricción en el lecho de sedimentos del fondo de la tubería se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$f = \frac{1}{4\left[\log_{10}\left(\frac{k_b}{3{,}7d}\right)\right]^2} \qquad \text{(D.3.17)}$$

donde:

d = Diámetro real interno de la tubería a probar (mm).
k_b = Mínima rugosidad del lecho[4] igual que 1,23 mm.

Para sistemas con nivel de complejidad alto, es responsabilidad de la persona prestadora del servicio público de alcantarillado determinar el diámetro típico de los sedimentos en su red de alcantarillado, con base en pruebas granulométricas.

Velocidad máxima en las tuberías

En general, se recomienda que la velocidad máxima sea de 5 m/s. Si el diseñador decide adoptar un mayor valor, dicho valor debe justificarse técnicamente y debe contar con la aprobación previa por la persona prestadora del servicio público de alcantarillado.

En todo caso, cuando la velocidad máxima del flujo en una tubería sea mayor a 4 m/s, en el diseño se debe tener en cuenta el potencial desgaste por erosión de los tramos del sistema y de las estructuras de conexión y/o inspección. También se deben tener en cuenta las recomendaciones dadas por los fabricantes para las estructuras de conexión y las uniones de las tuberías. Como alternativa de solución pueden plantearse estructuras de caída y/o disipación de energía en algunos puntos del sistema, tal como se indica en el capítulo D.7 de este título, en caso de que se prefiera limitar la velocidad a 4 m/s.

Tabla 30 Comparación del RAS Título D 2000 Vs 2015 (versión de prueba) para alcantarillado Pluvial.

ALCANTARILLADO PLUVIAL	
RAS 2000	**RAS 2015**
1. AREAS DE DRENAJE	
El trazado de la red debe seguir las calles de la localidad. La extensión y el tipo de áreas tributarias deben determinarse para cada tramo por diseñar. El área aferente debe incluir el área tributaria propia del tramo en consideración. Las áreas de drenaje deben ser determinadas por medición directa en planos, y su delimitación debe ser consistente con las redes de drenaje natural.	Para el diseño y la ampliación de redes de alcantarillado de aguas lluvias, el trazado debe seguir las calles del municipio o localidad. La extensión y el tipo de áreas que drenan hacia un determinado tramo deben determinarse en forma individual, incluyendo el área tributaria propia del tramo bajo consideración. Las áreas de drenaje deben determinarse mediante medición directa en planos y su delimitación debe ser consistente con el sistema de drenaje natural del municipio. La medición de las áreas de drenaje en los planos debe hacerse utilizando la información geográfica disponible en la persona prestadora del servicio público de alcantarillado o, para el caso de sistemas con niveles de complejidad bajo y medio, en las oficinas de planeación municipal. Para los sistemas con niveles de complejidad medio alto y alto, se permite que el diseñador haga uso de técnicas computacionales de información geográfica que le permitan establecer las áreas de drenaje de cada tramo en forma precisa. A medida que las áreas de drenaje urbanas, consideradas para el diseño del sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias, crecen, la intensidad media de la lluvia, utilizada para el cálculo del caudal de diseño (ver literal D.4.4.3.2 de este título), debe reducirse para tener en cuenta la variabilidad espacial que caracteriza el fenómeno de precipitación. Por consiguiente, el diseñador debe utilizar unos factores de reducción de la intensidad media de precipitación como función del área tributaria de la cuenca.

ALCANTARILLADO PLUVIAL	
RAS 2000	**RAS 2015**
2. CAUDAL DE DISEÑO	
Modelos de escorrentía	
Cuando son relativamente grandes (mayores a 700 ha), puede ser apropiado estimar los caudales mediante modelos de lluvia escorrentía que representen mejor los hietogramas de precipitación e hidrogramas de respuesta de las áreas de drenaje y que eventualmente tengan en cuenta la capacidad de amortiguamiento de las ondas dentro de la red de colectores. En estos casos, es necesario justificar el método de cálculo.	**Modelo de Aguas pluviales de la EPA, SWMM:** Para los sistemas de todos los niveles de complejidad, cuando sea obligatorio el uso de modelos para la generación de hidrogramas, se recomienda utilizar el método desarrollado e implementado en el programa SWMM6 de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (US Environmental Protection Agency, EPA). Con el fin de aplicar el método del SWMM, es necesario idealizar cada una de las cuencas de drenaje que llegan a cada uno de los sumideros del sistema de recolección y evacuación de las aguas lluvias, en forma tal que ésta asemeje un canal rectangular caracterizado por una pendiente y coeficiente de rugosidad constantes. Para lo anterior, es necesario determinar la longitud y el ancho del hipotético canal. ➢ **Modelo de infiltración de Horton:** Este modelo indica que todo suelo presenta una capacidad de infiltración inicial y final, y además tiende a alcanzar la condición de infiltración definitiva con una tasa de decaimiento particular. El diseñador debe determinar la infiltración acumulada en el suelo, para una lluvia de duración conocida. Esto se muestra en la ecuación ((D.4.7)). ➢ **Modelo de infiltración propuesto por el SCS (NRCS):** Este método fue desarrollado por el entonces Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (U.S. Soil Conservation Service, SCS) actualmente conocido como el Servicio de Conservación de los Recursos Naturales de los Estados Unidos (U.S. Natural Resources Conservation Service -NRCS); permite determinar la precipitación efectiva producida por un evento de lluvia. El método asigna un número de curva (CN) característico de cada tipo de suelo de la cuenca, dependiendo de sus características de permeabilidad. Con este número de curva, el diseñador puede calcular el caudal de escorrentía directa. ➢ **Modelo de infiltración de Green y Ampt:** Este es un método simplificado que se basa en el uso de la aplicación de las ecuaciones de conservación de la masa o continuidad y de conservación de momentum sobre un volumen de control del suelo.

ALCANTARILLADO PLUVIAL	
RAS 2000	**RAS 2015**
2. CAUDAL DE DISEÑO	
Método racional	
Para la estimación del caudal de diseño puede utilizarse el método racional, el cual calcula el caudal pico de aguas lluvias con base en la intensidad media del evento de precipitación con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje y un coeficiente de escorrentía. La ecuación del método racional es $Q = 2.78 \cdot C \cdot i \cdot A$ **(D.4.1)** De acuerdo con el método racional, el caudal pico ocurre cuando toda el área de drenaje está contribuyendo, y éste es una fracción de la precipitación media bajo las siguientes suposiciones: 1. El caudal pico en cualquier punto es una función directa de la intensidad i de la lluvia, durante el tiempo de concentración para ese punto. 2. La frecuencia del caudal pico es la misma que la frecuencia media de la precipitación. 3. El tiempo de concentración está implícito en la determinación de la intensidad media de la lluvia por la relación anotada en el punto 1 anterior. **El método racional es adecuado para áreas de drenaje pequeñas hasta de 700 ha**. Cuando son relativamente grandes, puede ser más apropiado estimar los caudales mediante otros modelos lluvia escorrentía que representen mejor los hietogramas de precipitación e hidrogramas de respuesta de las áreas de drenaje y que eventualmente tengan en cuenta la capacidad de amortiguamiento de las ondas dentro de la red de colectores. En estos casos, es necesario justificar el método de cálculo.	El método racional es un modelo empírico simple que puede utilizarse para el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias que tengan áreas relativamente pequeñas **El diseñador podrá utilizar este método racional siempre y cuando el área de la cuenca de drenaje sea menor que 80 ha**. El método racional calcula el caudal pico de aguas lluvias utilizando la intensidad media del evento de precipitación, con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje y un coeficiente de impermeabilidad. El caudal medido a la salida de esta cuenca pequeña durante un período de lluvia uniforme debe incrementarse hasta un valor máximo que se mantiene constante hasta que se detenga la lluvia. De acuerdo con lo anterior, en el método racional el caudal pico ocurre cuando toda el área de drenaje está contribuyendo, para lo cual dicho caudal es una fracción de la precipitación media bajo las siguientes suposiciones: 1. El caudal pico de escorrentía en cualquier punto de la cuenca es función directa del área tributaria de drenaje y de la intensidad de precipitación promedio durante el tiempo de concentración en dicho punto. 2. El período de retorno del caudal pico es igual al período de retorno de la intensidad promedio de precipitación o evento de precipitación. 3. La lluvia se distribuye uniformemente sobre toda el área de drenaje. 4. La intensidad de la lluvia permanece constante durante un período de tiempo por lo menos igual al tiempo de concentración. Esta suposición es particularmente correcta para períodos de tiempo relativamente cortos. 5. El tiempo de concentración puede ocurrir en cualquier momento a lo largo del período de lluvia, ya sea cerca al comienzo, en la mitad o al final de ésta. 6. La relación entre la lluvia y la escorrentía es lineal. 7. El coeficiente de impermeabilidad C , es constante para lluvias de cualquier duración o frecuencia sobre el área de drenaje Teniendo en cuenta las anteriores suposiciones, el método racional tiene las siguientes

	limitaciones: 1. El método solo permite obtener un punto en el hidrograma de escorrentía, el cual corresponde al caudal pico. Cuando el terreno se vuelve quebrado y complejo, la ecuación tiende a sobrestimar el caudal. 2. El método no permite calcular el almacenamiento de agua en las tuberías, el cual puede atenuar el pico de caudal cuando estas son largas. 3. El método no es confiable cuando las cuencas tienen formas irregulares, donde no hay un incremento uniforme del área con la distancia al punto de salida. 4. El método supone que la intensidad de lluvias es uniforme sobre toda la cuenca. Esto es cierto solo para áreas y períodos de tiempo pequeños. Por consiguiente, el método se debe limitar para áreas de máximo 80 ha. 5. El método puede subestimar el caudal cuando el patrón de lluvia tiende a tener un pico muy alto, por ejemplo, cuando la intensidad máxima es bastante mayor que el valor medio de la intensidad de lluvia. 6. Existen variaciones considerables en la interpretación y metodología de uso de la ecuación. Existen aspectos subjetivos importantes en la escogencia del coeficiente de impermeabilidad y de los valores de tiempo de entrada. La expresión que debe utilizarse para el método racional varía de acuerdo con el sistema de unidades utilizado. En la práctica normal de la ingeniería se utilizan dos sistemas de unidades, ambos basados en el sistema internacional de unidades, los cuales corresponden a las ecuaciones ((D.4.20)) y ((D.4.21)) mostradas a continuación $Q = C \times i \times A$ $Q = 2.78 \times C \times i \times A$ dónde: Q= Caudal pico de aguas lluvias (L/s). C= Coeficiente de impermeabilidad definido para cada área tributaria (adimensional). i= Intensidad de precipitación correspondiente al tiempo de concentración utilizado (L/s.ha). A= Área tributaria de drenaje (ha). Para los sistemas de todos los niveles de complejidad, el método racional descrito en este literal, puede utilizarse únicamente cuando el área de la cuenca urbana sea inferior a 80 ha y sus coeficientes de impermeabilidad estén completamente establecidos. Para el caso de sistemas con nivel de complejidad alto, el diseñador debe contar con la aprobación de la persona prestadora del servicio público de alcantarillado en el municipio antes de hacer uso del método racional.

ALCANTARILLADO PLUVIAL

RAS 2000	RAS 2015

2. CAUDAL DE DISEÑO

Método racional

Curvas IDF

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF) constituyen la base climatológica para la estimación de los caudales de diseño. Estas curvas sintetizan las características de los eventos extremos máximos de precipitación de una determinada zona y definen la intensidad media de lluvia para diferentes duraciones de eventos de precipitación con periodos de retorno específicos. Es necesario verificar la existencia de curvas IDF para la localidad. Si existen, éstas deben ser analizadas para establecer su validez y confiabilidad para su aplicación al proyecto. Si no existen, es necesario obtenerlas a partir de información existente de lluvias.

La obtención de las curvas IDF debe realizarse con información pluviográfica de estaciones ubicadas en la localidad, derivando las curvas de frecuencia correspondientes mediante análisis puntuales de frecuencia de eventos extremos máximos. La distribución de probabilidad de Gumbel se recomienda para estos análisis, aunque otras también pueden ser ajustadas. Eventualmente, es posible hacer análisis regionales de frecuencia en caso de disponer de más de una estación pluviográfica. Si no existe información en la población, debe recurrirse a estaciones localizadas en la zona lo más cercanas a la población. Si esto no permite derivar curvas IDF aceptables para el proyecto, deben ajustarse curvas IDF por métodos sintéticos, preferencialmente derivados con información pluviográfica colombiana.

De acuerdo con el nivel de complejidad del sistema, la manera mínima permitida de obtención de las curvas IDF se define en la siguiente tabla:

Tabla D.4.9 Mínimo requerimiento para la fuente de obtención de curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF)

Nivel de Complejidad del Sistema	Mínimo requerimiento
Bajo y Medio	Curvas sintéticas
Medio Alto	Información pluviográfica regional
Alto	Información pluviográfica local

El diseñador también podrá hacer uso de ecuaciones que relacionen la intensidad de lluvia y su duración, cuando estas existan para cada una de las estaciones pluviográficas de la ciudad o de la zona del municipio objeto del diseño de la red de alcantarillado de aguas lluvias. En general estas ecuaciones tienen la forma mostrada en la ecuación ((D.4.23)) y en la ecuación ((D.4.24)

$$i = \frac{a}{(T_d{}^b + c)} \qquad \textbf{(D.4.23)}$$

$$i = \frac{a}{(T_d + c)^b} \qquad \textbf{(D.4.24)}$$

donde:

i = Intensidad de precipitación (mm/h).
T_d = Duración de la lluvia (min).
a, b y c = Coeficientes función de las características de cada estación pluviográfica (adimensional).

<table>
<tr><th colspan="2">ALCANTARILLADO PLUVIAL</th></tr>
<tr><th>RAS 2000</th><th>RAS 2015</th></tr>
<tr><td colspan="2">2. CAUDAL DE DISEÑO</td></tr>
<tr><td colspan="2">Método racional</td></tr>
<tr><td colspan="2">Periodo de retorno de diseño</td></tr>
<tr><td colspan="2">El periodo de retorno de diseño debe determinarse de acuerdo con la importancia de las áreas y con los daños, perjuicios o molestias que las inundaciones periódicas puedan ocasionar a los habitantes, tráfico vehicular, comercio, industria, etc. La selección del periodo de retorno está asociada entonces con las características de protección e importancia del área de estudio y, por lo tanto, el valor adoptado debe estar justificado. En la tabla D.4.2 se establecen valores de periodos de retorno o grado de protección.

TABLA D.4.2
Periodos de retorno o grado de protección
<table>
<tr><th>Características del área de drenaje</th><th>Mínimo (años)</th><th>Aceptable (años)</th><th>Recomendado (años)</th></tr>
<tr><td>Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 ha</td><td>2</td><td>2</td><td>3</td></tr>
<tr><td>Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 ha</td><td>2</td><td>3</td><td>5</td></tr>
<tr><td>Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha</td><td>2</td><td>3</td><td>5</td></tr>
<tr><td>Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha</td><td>5</td><td>5</td><td>10</td></tr>
<tr><td>Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores de 1000 ha *</td><td>10</td><td>25</td><td>25</td></tr>
<tr><td>Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 ha</td><td>25</td><td>25</td><td>50</td></tr>
</table>
*Parte revestida a 10 años, más borde libre a 100 años

Dependiendo del nivel de complejidad del sistema, las autoridades locales deben definir el grado de protección, esto es, mínimo, aceptable o recomendado. En cualquier caso este grado de protección, o periodo de retorno debe ser igual o mayor al presentado en la tabla D.4.3. Sin embargo, en casos especiales en los cuales exista el peligro de vidas humanas, las autoridades locales pueden incrementar el grado de protección.

TABLA 4.3
Grado de protección según el nivel de complejidad del sistema
<table>
<tr><th>Nivel de complejidad del sistema</th><th>Grado de protección igual o mayor al:</th></tr>
<tr><td>Bajo</td><td>Mínimo</td></tr>
<tr><td>Medio</td><td>Mínimo</td></tr>
<tr><td>Medio alto</td><td>Aceptable</td></tr>
<tr><td>Alto</td><td>Recomendado</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td></td><td>En los casos en los cuales el caudal que exceda el caudal de diseño tenga la posibilidad de verter por una ladera o escarpe con potencialidad de desestabilización del terreno y deslizamientos, debe considerarse el aumento del período de retorno. Para las canalizaciones y canales es necesario proveer un borde libre que debe incrementar la capacidad total de conducción de agua. Es necesario verificar en la corriente receptora los posibles efectos de remanso y reflujo.</td></tr>
</table>

<table>
<tr><th colspan="2">ALCANTARILLADO PLUVIAL</th></tr>
<tr><th>RAS 2000</th><th>RAS 2015</th></tr>
<tr><th colspan="2">2. CAUDAL DE DISEÑO</th></tr>
<tr><th colspan="2">Método racional</th></tr>
<tr><th colspan="2">Intensidad de precipitación</th></tr>
<tr><td colspan="2">Para el caso del método racional el diseñador debe utilizar la intensidad media de precipitación dada por las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF) para el período de retorno de diseño escogido.

TABLA D.4.4
Factor de reducción
<table><tr><th>Áreas de drenaje (ha)</th><th>Factor de reducción</th></tr><tr><td>50 – 100</td><td>0,99</td></tr><tr><td>100 – 200</td><td>0,95</td></tr><tr><td>200 – 400</td><td>0,93</td></tr><tr><td>400 – 800</td><td>0,90</td></tr><tr><td>800 – 1600</td><td>0,88</td></tr></table></td></tr>
<tr><td>La intensidad de precipitación que debe usarse en la estimación del caudal pico de aguas lluvias corresponde a la intensidad media de precipitación dada por las curvas IDF para el periodo de retorno de diseño definido con base en lo establecido en el literal D.4.3.4, y una duración equivalente al tiempo de concentración de la escorrentía, cuya estimación se define en el literal D.4.3.7.

Los valores de intensidad dados por las curvas IDF corresponden a valores puntuales representativos de áreas relativamente pequeñas. En la medida en que las áreas de drenaje consideradas se hacen más grandes, la intensidad media de la lluvia sobre éstas se reduce en razón de la variabilidad espacial del fenómeno de precipitación. En consecuencia, resulta conveniente considerar factores de reducción de la intensidad media de la precipitación en la medida en que el área de drenaje se incremente. Los valores de la tabla D.4.4 corresponden a factores de reducción para convertir la intensidad puntual en intensidad media espacial.</td><td>El diseñador debe calcular la intensidad de precipitación, ya que éste es un parámetro común a todos los modelos utilizados para estimar el caudal de aguas lluvias. El cálculo de la intensidad de precipitación depende del modelo de infiltración o método de estimación de caudal de aguas lluvias que sea utilizado por el diseñador.

Para tener en cuenta la variabilidad espacial de la lluvia, el diseñador debe utilizar unos factores de reducción de la intensidad media de precipitación como función del área tributaria de la cuenca. Para en los sistemas de todos los niveles de complejidad, los valores deben contar con la aprobación dada por la persona prestadora del servicio público de alcantarillado del municipio. En caso que el diseñador no tenga información acerca de los factores de reducción, puede utilizar los factores de reducción mostrados en la Tabla</td></tr>
</table>

ALCANTARILLADO PLUVIAL	
RAS 2000	**RAS 2015**
2. CAUDAL DE DISEÑO	
Método racional	
Coeficiente de escorrentía	

El coeficiente de escorrentía, C, es función del tipo de suelo, del grado de permeabilidad de la zona, de la pendiente del terreno y otros factores que determinan la fracción de la precipitación que se convierte en escorrentía. En su determinación deben considerarse las pérdidas por infiltración en el suelo y otros efectos retardadores de la escorrentía. De igual manera, debe incluir consideraciones sobre el desarrollo urbano, los planes de ordenamiento territorial y las disposiciones legales locales sobre uso del suelo. El valor del coeficiente C debe ser estimado tanto para la situación inicial como la futura, al final del periodo de diseño.

Para áreas de drenaje que incluyan subáreas con coeficientes de escorrentía diferentes, el valor de C representativo del área debe calcularse como el promedio ponderado con las respectivas áreas.

$$C = \frac{(\sum C \cdot A)}{\sum A} \quad \text{(D.4.2)}$$

Para la estimación de C existen tablas de valores y fórmulas, algunas de las cuales se presentan en la tabla D.4.5 como guía para su selección. La adopción de determinados valores debe estar justificada.

TABLA D.4.5
Coeficiente de escorrentía o impermeabilidad

Tipo de superficie	C
Cubiertas	0,75-0,95
Pavimentos asfálticos y superficies de concreto	0,70-0,95
Vías adoquinadas	0,70-0,85
Zonas comerciales o industriales	0,60-0,95
Residencial, con casas contiguas, predominio de zonas duras	0,75
Residencial multifamiliar, con bloques contiguos y zonas duras entre éstos	0,60-0,75
Residencial unifamiliar, con casas contiguas y predominio de jardines	0,40-0,60
Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados	0,45
Residencial, con predominio de zonas verdes y parques-cementerios	0,30
Laderas sin vegetación	0,60
Laderas con vegetación	0,30
Parques recreacionales	0,20-0,35

Tabla D.4.7 Coeficientes de impermeabilidad

Tipo de superficie	C
Cubiertas	0,90
Pavimentos asfálticos y superficies de concreto	0,90
Vías adoquinadas	0,85
Zonas comerciales o industriales	0,90
Residencial, con casas contiguas, predominio de zonas duras	0,75
Residencial multifamiliar, con bloques contiguos y zonas duras entre estos	0,75
Residencial unifamiliar, con casas contiguas y predominio de jardines	0,60
Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados	0,45
Residencial, con predominio de zonas verdes y parques-cementerios	0,30
Laderas sin vegetación	0,60
Laderas con vegetación	0,30
Parques recreacionales	0,30

ALCANTARILLADO PLUVIAL	
RAS 2000	**RAS 2015**
2. CAUDAL DE DISEÑO	
Método racional	
Tiempo de concentración	

El mínimo período de tiempo para alcanzar el caudal máximo a la salida de la cuenca se conoce como el tiempo de concentración. Este también se puede interpretar como el tiempo que se demora el agua en llegar a la salida de la cuenca desde el punto más alejado. En el caso del método racional, con el fin de calcular el caudal de diseño, haciendo uso de las curvas de IDF, el diseñador debe suponer que la duración del evento de precipitación de diseño es igual al tiempo de concentración para un sistema de alcantarillado de aguas lluvias particular.

El tiempo de concentración es función del tamaño y la forma de la cuenca en donde se localiza el tramo objeto de análisis. Si la duración del evento de precipitación fuera inferior al tiempo de concentración, no se alcanzaría el caudal pico a la salida de la cuenca. Por otro lado, si la duración de la lluvia fuera mayor que el tiempo de concentración, tanto la intensidad como el caudal de escorrentía serían menores.

$$T_C = T_e + T_t \qquad \textbf{(D.4.3)}$$

El tiempo de concentración mínimo en pozos iniciales es 10 minutos y máximo 20 minutos. El tiempo de entrada mínimo es 5 minutos.

Si dos o más colectores confluyen a la misma estructura de conexión, debe considerarse como tiempo de concentración en ese punto el mayor de los tiempos de concentración de los respectivos colectores.

Tiempo de entrada, Te:

Ecuación de la FAA de los Estados Unidos:

$$T_e = \frac{0.707 \cdot (1.1 - C) \cdot L^{1/2}}{S^{1/3}} \qquad \textbf{(D.4.4)}$$

Ecuación de Kerby:

$$T_e = 1.44 \cdot \left(\frac{Lm}{S^{1/2}} \right)^{0.467} \qquad \textbf{(D.4.5)}$$

TABLA D.4.6
Coeficiente de retardo

Tipo de superficie	m
Impermeable	0,02
Suelo sin cobertura, compacto y liso	0,10
Superficie sin cobertura moderadamente rugosa	0,20
Pastos	0,30
Terrenos arborizados	0,70
Pastos densos	0,80

m puede ser estimado a partir del tipo de superficie, con base en los valores de la tabla D.4.6

El Soil Conservation Service (SCS):

$$T_e = \frac{L}{(60 \cdot V_s)} \qquad \textbf{(D.4.6)}$$

V_s puede aproximarse por

$$V_s = a \cdot S^{1/2} \qquad \textbf{(D.4.7)}$$

TABLA D.4.7
Constante a de velocidad superficial

Tipo de superficie	a
Bosque con sotobosque denso	0,70
Pastos y patios	2,00
Áreas cultivadas en surcos	2,70
Suelos desnudos	3,15
Áreas pavimentadas y tramos iniciales de quebradas	6,50

Tiempo de recorrido, Tt

El tiempo de recorrido en un colector se puede calcular como

$$T_t = \frac{L_C}{(60 \cdot V)} \qquad \textbf{(D.4.8)}$$

Dado que Tt debe corresponder a la velocidad real del flujo en el colector, el tiempo de concentración puede determinarse mediante un proceso iterativo, tal como se describe a continuación:

1. Suponer un valor de la velocidad real en el colector.
2. Calcular Tt.
3. Calcular Te.
4. Obtener Tc.
5. Obtener i para este valor de Tc y el periodo de retorno adoptado.
6. Estimar Q con el método racional.
7. Con este valor de Q, estimar Tt real; si el valor de Tt estimado en el paso 2 difiere en más de 10% por defecto o exceso con respecto al valor calculado en el paso 7, es necesario volver a repetir el proceso.

<table>
<tr><th colspan="2">ALCANTARILLADO PLUVIAL</th></tr>
<tr><th>RAS 2000</th><th>RAS 2015</th></tr>
<tr><td colspan="2">2. CAUDAL DE DISEÑO</td></tr>
<tr><td colspan="2">Otros aportes de caudal</td></tr>
<tr><td>No refiere caudales adicionales</td><td>

Caudales de excavaciones

Durante la operación de la red es posible que se presenten contribuciones de aguas producto del abatimiento del nivel freático en excavaciones de proyectos de ingeniería. Se puede hacer una estimación del caudal de agua que va a ingresar a la red, de acuerdo con la Figura D.4.2 y la ecuación

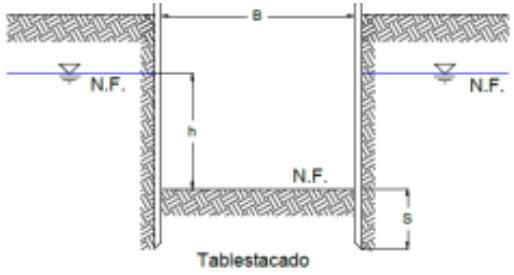


Figura D.4.2 Esquema cálculo aguas subterráneas

$$Q_{sub} = K \times \frac{h}{S} \times B$$

donde:

Q_{sub} = Caudal de aguas subterráneas por metro lineal de excavación ($m^3/s.m$).
K = Permeabilidad del suelo (m/s).
h = Diferencia de altura de agua (m).
S = Espesor de suelo por el cual debe fluir el agua (m).
B = Ancho de excavación (m).

Caudales por lavados de las redes de acueducto

En aquellos casos en que existan estructuras especiales para el lavado de las redes de conducciones o redes de distribuciones de agua potable del sistema de acueducto, cuyo objetivo sea el permitir el lavado de las tuberías con propósitos de mantener la calidad de agua en el sistema de distribución, la persona prestadora del servicio público de alcantarillado debe tener en cuenta la capacidad del sistema de alcantarillado para realizar dichas operaciones de lavado. Para el diseño de lavados se deben tener en cuenta la ubicación de hidrantes contra incendios y demás estructuras especiales del sistema de acueducto que permitan dicha operación.

</td></tr>
</table>

ALCANTARILLADO PLUVIAL	
RAS 2000	**RAS 2015**
3. DIÁMETRO INTERNO MÍNIMO	
El diámetro nominal mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias es **250 mm**. Sin embargo, en casos especiales, en particular para niveles de complejidad del sistema bajo y medio, y con plena justificación por parte del diseñador, puede reducirse en los tramos iniciales a **200 mm.**	El diámetro interno mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias es **215 mm**. Sin embargo, en casos especiales, en particular en sistemas con niveles de complejidad bajo y medio, y con plena justificación por parte del diseñador, puede reducirse en los tramos iniciales a **170 mm**.
4. VELOCIDAD	
velocidad mínima	
Las aguas lluvias transportan sólidos que pueden depositarse en los colectores si el flujo tiene velocidades reducidas. Por lo tanto, debe disponerse de una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante periodos de caudal bajo. Para esto se establece la velocidad mínima como criterio de diseño. La velocidad mínima real permitida en el colector es 0,75 m/s para el caudal de diseño. En cada tramo debe verificarse el comportamiento autolimpiante del flujo, para lo cual es necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio. Se establece, por lo tanto, que el valor del esfuerzo cortante medio sea mayor o igual a 3,0 N/m2 (0,3 Kg/m2) para el caudal de diseño, y mayor o igual a 1,5 N/m2 (0,15 Kg/m2) para el 10% de la capacidad a tubo lleno. La DSPD y la Junta Técnica Asesora del Reglamento deben establecer los mecanismos, procedimientos y metodologías para la revisión, actualización y aceptación de los valores apropiados de velocidades mínimas permisibles para propósitos de diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales.	En los sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias, se transportan sólidos que pueden depositarse en las tuberías si el flujo tiene velocidades bajas. Por lo tanto, debe tenerse una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante los períodos de bajos caudales. Debido a esto se debe establecer una velocidad mínima como criterio de diseño. La velocidad mínima real permitida en cada tramo es de 0,75 m/s para el caudal de diseño, siempre que el diámetro sea menor que 450 mm. En aquellos tramos con diámetros inferiores a 450 mm que no cumplan con la anterior restricción de velocidad, el diseño debe hacerse teniendo en cuenta el comportamiento autolimpiante del flujo, para lo cual es necesario utilizar un criterio de esfuerzo cortante mínimo. Este esfuerzo cortante debe ser mayor o igual que 2,5 Pa para el caudal de diseño. Para aquellos casos en que los tramos tengan diámetros mayores o iguales a 450 mm, para el caudal de diseño se debe generar un esfuerzo cortante en el fondo de la tubería de alcantarillado igual o mayor que 3,0 Pa. La velocidad mínima correspondiente, para ambos casos de esfuerzo cortante, se puede calcular mediante la ecuación ((D.4.1), mostrada a continuación:

$$v_{min} = \sqrt{\frac{8\tau_0}{\rho f}} \qquad \textbf{(D.4.1)}$$

donde:

v_{min} = Velocidad mínima real a máxima relación de llenado para las condiciones de diseño (m/s).
τ_0 = Esfuerzo cortante en el fondo de la tubería (2.5 Pa si el diámetro es inferior a 450 mm; 3.0 Pa si el diámetro es igual o mayor a 450 mm)
ρ = Densidad del agua residual (kg/m^3)
f = Factor de fricción en el fondo de la tubería (adimensional)

A su vez el factor de fricción en el fondo de la tubería para este caso está dado por la expresión:

$$f = \frac{1}{4\left[\log_{10}\left(\frac{k_s}{4.49\,d}\right)\right]^2} \qquad \textbf{(D.4.2)}$$

donde:

d = Diámetro real interno de la tubería a probar (mm).
k_s = Mínima rugosidad de la tubería igual que 1,23 mm.

Para sistemas con nivel de complejidad alto, es responsabilidad de la persona prestadora del servicio público de alcantarillado determinar el diámetro típico de los sedimentos que se producen en el municipio o zona del municipio objeto del diseño de acuerdo con el literal D.4.3.9 de este título.

<table>
<tr><th colspan="2">ALCANTARILLADO PLUVIAL</th></tr>
<tr><th>RAS 2000</th><th>RAS 2015</th></tr>
<tr><th colspan="2">4. VELOCIDAD</th></tr>
<tr><th colspan="2">velocidad máxima</th></tr>
<tr><td>Los valores máximos permisibles para la velocidad media en los colectores dependen del material, en función de su sensibilidad a la abrasión. Los valores adoptados deben estar plenamente justificados por el diseñador en términos de la resistencia a la abrasión del material, de las características abrasivas de las aguas lluvias, de la turbulencia del flujo y de los empotramientos de los colectores. Valores típicos de velocidad máxima permisible para algunos materiales se presentan en la tabla D.4.8. Valores superiores requieren una justificación técnica y aprobación de la empresa prestadora del servicio.

La DSPD a través de la Junta Técnica Asesora del Reglamento debe establecer los mecanismos, procedimientos y metodologías para la revisión, actualización y aceptación de los valores apropiados de la velocidad máxima permisible para propósitos de diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias.

TABLA D.4.8
Velocidades máximas permisibles
<table><tr><th>Tipo de material</th><th>V (m/s)</th></tr><tr><td>Ladrillo común</td><td>3,0</td></tr><tr><td>Ladrillo vitrificado y gres</td><td>5,0</td></tr><tr><td>Concreto</td><td>5,0</td></tr><tr><td>PVC</td><td>10,0</td></tr></table></td><td>En el diseño de redes de alcantarillado de aguas lluvias se debe establecer en forma clara un valor máximo de velocidad permisible en la tubería. Los valores máximos de velocidad permisible deben quedar plenamente justificados en el diseño, en términos de las características de los materiales que van a conformar las paredes internas de las tuberías y de las estructuras de conexión, de las características abrasivas de los sedimentos movidos por las aguas lluvias y de la turbulencia del flujo.

Desde la etapa de diseño, los valores de velocidad máxima, también deben justificarse teniendo en cuenta los manuales técnicos de los fabricantes de las tuberías los cuales deben ser aprobados por la persona prestadora del servicio público de alcantarillado.

En general, se recomienda que la velocidad máxima sea de 5 m/s, salvo en el caso de las tuberías plásticas en que dicha velocidad puede ser hasta de 10 m/s. En el caso de tuberías con recubrimientos internos de un material diferente al que conforma el cuerpo estructural de la tubería, la velocidad media máxima recomendada es de 5 m/s. Si el diseñador decide adoptar un mayor valor, dicho valor debe justificarse técnicamente y debe contar con la aprobación previa por la persona prestadora del servicio público de alcantarillado.

En todo caso, cuando la velocidad en uno de los tramos sea mayor a 4 m/s se debe tener en cuenta el potencial daño producido en las estructuras del sistema, las cámaras de unión, inspección o de caída que existan en el mismo. El análisis hidráulico detallado debe incluir, entre otras cosas, el cálculo del flujo rápidamente variado, la posible existencia de resaltos hidráulicos, los problemas de velocidades y la posible resuspensión de sedimentos, los problemas de chorros que impactan en paredes de estructuras complementarias al sistema de alcantarillado y los cambios de dirección de flujo. Adicionalmente, se deben tener en cuenta todos los lineamientos sobre puesta en marcha, operación y mantenimiento dados en este título.</td></tr>
</table>

Tabla 31 Comparación de diseño hidráulico (flujo uniforme) de redes de alcantarillado Título D del RAS 2000 Vs 2015 (versión de prueba) para alcantarillados Sanitario y Pluvial.

ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL	
RAS 2000	**RAS 2015**
1. PROFUNDIDAD HIDRAULICA	
Sanitario	
Para permitir aireación adecuada del flujo de aguas residuales, el valor máximo permisible de la profundidad hidráulica para el caudal de diseño en un colector debe estar entre 70 y 85% del diámetro real de éste.	En el diseño se debe establecer la profundidad de flujo máxima en cada una de las tuberías, a fin de disminuir el riesgo de sobrecarga y permitir una adecuada aireación de las aguas residuales. El valor máximo permisible para la profundidad de flujo contemplada en el diseño debe ser del 85% del diámetro real interno de cada una de las tuberías. La relación máxima de profundidad versus diámetro, se debe calcular con el caudal máximo de diseño, el cual corresponde al caudal máximo horario calculado de acuerdo con lo señalado en el literal D.3.3.5. Para aquellas tuberías con diámetros inferiores o iguales a 600 mm que tengan conexiones domiciliarias conectadas directamente al cuerpo de estas, la profundidad máxima debe establecerse, desde la etapa de diseño, de tal forma que el flujo no interactúe con la entrada de agua de dichas conexiones domiciliarias. En este caso la máxima relación profundidad versus diámetro debe ser del 70%. En ningún caso deben realizarse conexiones directas entre tuberías domiciliarias y tuberías de diámetros mayores a 600 mm de la red pública de aguas residuales; en estos casos es recomendable el uso de manijas que lleven el agua residual a la cámara localizada inmediatamente aguas abajo.
Pluvial	
La profundidad hidráulica máxima en colectores de aguas lluvias puede ser la correspondiente a flujo lleno.	En el diseño se debe permitir y establecer una profundidad de flujo máxima en cada una de las tuberías con el fin de permitir una adecuada aireación para el flujo dentro de cada tramo. El valor máximo permisible para la profundidad de flujo, contemplada en el diseño, debe ser del 85% del diámetro real interno de cada una de las tuberías. Todos los cálculos y las verificaciones de relaciones hidráulicas se deben hacer con el diámetro real interno de la tubería. Dichos cálculos se deben hacer para el caudal de diseño tal como se establece en el literal D.4.4.1 de esta norma.

<table>
<tr><th colspan="2">ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL</th></tr>
<tr><th>RAS 2000</th><th>RAS 2015</th></tr>
<tr><th colspan="2">2. MOVIMIENTOS DEL AGUA EN LA TUBERIA</th></tr>
<tr>
<td>En general, los colectores deben diseñarse como conducciones a flujo libre por gravedad. El flujo de aguas residuales o pluviales en una red de alcantarillado para su recolección y evacuación no es permanente. Sin embargo, el dimensionamiento hidráulico de la sección de un colector puede hacerse suponiendo que el flujo en éste es uniforme. Esto es válido en particular para colectores de diámetro pequeño. Existen varias fórmulas de flujo uniforme apropiadas para este propósito, dentro de las cuales están la de Chézy y la de Manning. La ecuación de Chézy constituye la representación de la ecuación de Darcy para flujo en conductos abiertos, mientras que la fórmula de Manning es la más utilizada en la práctica.

$V = C \cdot (R \cdot S)^{1/2}$ (Chézy) (D.2.1)

$V = (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$ (Manning) (D.2.2)

Alternativamente a las fórmulas de flujo uniforme el diseñador puede utilizar otros modelos de flujo permanente o no permanente.
El diseño de colectores matrices debe hacerse con flujo gradualmente variado, lo mismo que los canales colectores de aguas lluvias y en general colectores de diámetros superiores o iguales a 900 mm. Para colectores entre 600 mm y 900 mm se recomienda revisar el diseño con flujo gradualmente variado. Cuando la velocidad en un colector es mayor a 2 m/s se recomienda hacer un análisis hidráulico detallado del tramo.</td>
<td>Para el dimensionamiento de la sección transversal de una tubería fluyendo parcialmente llena, bajo la condición de flujo uniforme, se deben utilizar la ecuación de Darcy-Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook-White o la ecuación de Manning. En este último caso se deben tener en cuenta las restricciones de su aplicabilidad.
D.6.2.7.1 Ecuación de Darcy-Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook-White

La ecuación de Darcy-Weisbach es válida para todo el rango de flujo turbulento, desde flujo turbulento hidráulicamente liso hasta flujo turbulento hidráulicamente rugoso. En la ecuación ((D.6.8) se muestra la ecuación de Darcy-Weisbach.

$h_f = f \frac{L}{4R} \frac{v^2}{2g}$ (D.6.8)

donde:
h_f = Pérdidas por fricción (m).
f = Factor de fricción de Darcy (adimensional).
L = Longitud de la tubería (m).
v = Velocidad media del flujo (m/s).
R = Radio hidráulico del flujo (m).
g = Aceleración de la gravedad (m/s²).

Para el cálculo del factor de fricción de Darcy, se debe utilizar la ecuación de Colebrook-White, mostrada a continuación:

$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \operatorname{Log}_{10}\left(\frac{k_s}{14.8R} + \frac{2.51}{\mathrm{Re}\sqrt{f}}\right)$ (D.6.9)

donde:
f = Factor de fricción de Darcy (adimensional).
k_s = Rugosidad absoluta de la tubería (m).
R = Radio hidráulico del flujo (m).
Re = Número de Reynolds (adimensional).

Combinando las dos ecuaciones anteriores, es posible establecer la siguiente ecuación que relaciona el caudal que pasa por la tubería, bajo condición de flujo uniforme, como función de la rugosidad absoluta de la tubería, del radio hidráulico de la sección transversal, de la viscosidad cinemática del agua y de la pendiente de la tubería.</td>
</tr>
</table>

$$Q = -2A\sqrt{8gRS}\,\mathrm{Log}_{10}\left(\frac{k_s}{14.8R} + \frac{2.51\upsilon}{4R\sqrt{8gRS}}\right) \qquad \textbf{(D.6.10)}$$

donde:

Q	= Caudal de flujo (m^3/s).
R	= Radio hidráulico (m).
S	= Pendiente longitudinal de la tubería (m/m).
υ	= Viscosidad cinemática (m^2/s).
k_s	= Rugosidad absoluta (m).
g	= Aceleración de la gravedad (m/s^2).

D.6.2.7.2 Ecuación de Manning

Para el dimensionamiento de la sección transversal de la tubería también se puede utilizar la ecuación de Manning, mostrada a continuación, la cual es aplicable únicamente para el caso de flujo uniforme turbulento hidráulicamente rugoso: Esta expresión se puede convertir en la siguiente ecuación que relaciona el caudal que pasa por la tubería como función del área mojada, del radio hidráulico, de la pendiente de la tubería y del coeficiente de rugosidad de Manning.

$$v = \frac{1}{n}R^{2/3}S^{1/2} \qquad \textbf{(D.6.11)}$$

$$Q = \frac{1}{n}AR^{2/3}S^{1/2} \qquad \textbf{(D.6.12)}$$

donde:

v	= Velocidad media del flujo (m/s).
Q	= Caudal del flujo (m^3/s).
R	= Radio hidráulico (m).
A	= Área mojada transversal (m^2).
S	= Pendiente longitudinal de la tubería (m/m).
υ	= Viscosidad cinemática (m^2/s).
n	= Coeficiente de rugosidad de Manning ($s/m^{1/3}$).
g	= Aceleración de la gravedad (m/s^2).

<table>
<tr><th colspan="2">ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL</th></tr>
<tr><th>RAS 2000</th><th>RAS 2015</th></tr>
<tr><th colspan="2">3. ESFUERZO CORTANTE</th></tr>
<tr>
<td>Para las condiciones iniciales de operación de cada tramo, debe verificarse el comportamiento autolimpiante del flujo, para lo cual es necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio. Por lo tanto, debe establecerse que el valor del esfuerzo cortante medio sea mayor o igual a 1,5 N/m2 (0,15 Kg/m2) para el caudal inicial máximo horario, el cual puede estimarse como

$$Q_{MHi} = \frac{F * Q_{Di}}{K_1} + Q_{Ii} + Q_{Ci} + Q_{INi} + Q_{INF} + Q_{CEi}$$ (D.3.10)

Si el valor calculado de Q_{MHi} es menor que 1,5 L/s , debe adoptarse este valor. El esfuerzo cortante medio está dado por la expresión

$$\tau = \gamma \cdot R \cdot S$$ (D.3.11)

En aquellos casos en los cuales, por las condiciones topográficas presentes, no sea posible alcanzar la velocidad mínima, debe verificarse que el esfuerzo cortante sea mayor que 1,2 N/m2 (0,12 Kg/m2). Cuando el sistema considerado corresponda a un sistema de alcantarillado simplificado, el valor de la velocidad mínima real es de 0,4 m/s o la correspondiente a un esfuerzo cortante mínimo de 1,0 N/m2 (0,10 Kg/m2). Para un sistema de colectores sin arrastre de sólidos se obvia el criterio de autolimpieza y, por lo tanto, el de velocidad mínima.</td>
<td>En tuberías de alcantarillado se debe garantizar que los sedimentos que ingresen al sistema puedan moverse por acción del flujo hacia aguas abajo de las tuberías. Para esto, se debe garantizar un esfuerzo cortante mínimo, el cual depende del tipo de sistema de alcantarillado objeto del diseño. Con el fin de calcular el esfuerzo cortante bajo la condición de flujo uniforme se debe utilizar la ecuación (D.6.15) mostrada a continuación:

$$\tau = \gamma RS$$ (D.6.15)

donde:

τ = Esfuerzo cortante en la pared de la tubería (Pa).
γ = Peso específico del agua (N/m^3).
R = Radio hidráulico (m).
S = Pendiente del tramo (m/m).

La expresión anterior no debe ser utilizada para calcular el esfuerzo cortante en tuberías con pendiente igual o superior al 10%, en dicho caso se debe utilizar la ecuación (D.6.16):

$$\tau = \gamma R\, Sen\,(\arctan(S))$$ (D.6.16)

donde:
τ = Esfuerzo cortante en la pared de la tubería (Pa).
γ = Peso específico del agua (N/m^3).
R = Radio hidráulico (m).
S = Pendiente del tramo (m/m).</td>
</tr>
</table>

<table>
<tr><th colspan="2">ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL</th></tr>
<tr><th>RAS 2000</th><th>RAS 2015</th></tr>
<tr><td colspan="2">4. NUMERO FROUDE</td></tr>
<tr><td>Se deben evitar las condiciones de flujo crítico. Es necesario verificar el régimen para varias condiciones de flujo en especial para las correspondientes a los primeros años de operación.</td><td>Con respecto al régimen de flujo, el flujo uniforme en una tubería o ducto de un sistema de alcantarillado, puede ser crítico, subcrítico, supercrítico o cuasicrítico de acuerdo con las siguientes desigualdades:

Fr = 1,0 Flujo crítico (D.6.17)
Fr < 1,0 Flujo Subcrítico
Fr > 1,0 Flujo Supercrítico
En donde el número de Froude está descrito mediante la ecuación (D.6.17) mostrada a continuación:
$Fr = \frac{v}{\sqrt{gD}}$ (D.6.17)
donde:
Fr = Número de Froude (adimensional).
v = Velocidad media de flujo (m/s).
g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).
D = Profundidad hidráulica (m).

La profundidad hidráulica de una tubería parcialmente llena se puede determinar mediante la ecuación (D.6.18).
$D = \frac{d}{8}\left(\frac{\theta - sen\theta}{sen(\theta/2)}\right)$ (D.6.18)
donde:
D = Profundidad hidráulica (m).
θ = Ángulo subtendido entre el centro de la tubería y la superficie libre (rad).
d = Diámetro real interno de la tubería (m).

Una de las características del flujo crítico y del flujo cuasicrítico (cuando el número de Froude se encuentra entre 0,9 y 1,1) es su inestabilidad y la variabilidad de la profundidad de flujo alrededor de la profundidad crítica de flujo. Por consiguiente, el diseño bajo flujo uniforme de cada tramo debe evitar aquellas velocidades y profundidades de flujo que impliquen un número de Froude en este intervalo. Si esto no es posible, se debe limitar la máxima relación de llenado a 0,7. En particular, se debe entender el efecto que se tiene sobre la posible socavación de la cámara de llegada y la generación de ruidos.

Si el régimen de flujo es supercrítico, en el diseño se debe poner especial cuidado en la posible generación de ondas de choque en las estructuras. La presencia de este tipo de ondas va acompañada de generación de ruidos molestos en el sistema de alcantarillado, así como posibles problemas de socavación en las estructuras complementarias. En caso de que se tenga un régimen de flujo supercrítico en las tuberías, en el diseño se deben analizar y prever los problemas causados por cambios bruscos de pendiente, la posible presencia de resaltos hidráulicos en el interior de las tuberías y, las estructuras apropiadas para resolver la problemática.</td></tr>
</table>

RAS 2000	RAS 2015
5. PERDIDAS DE ENERGIA	
D.2.3.9.1 Pérdidas de energía en estructuras de conexión y pozos de inspección La unión o intersección de dos o más colectores debe hacerse con estructuras hidráulicas apropiadas, cuyo diseño hidráulico se basa en la determinación de las pérdidas de cabeza en la estructura, con el fin de estimar la cota batea del colector de salida. El análisis es diferente dependiendo del régimen de flujo, tanto de los colectores de entrada como en los de salida. **1. Régimen subcrítico** En el caso de régimen subcrítico el criterio de empate de la línea de energía es apropiado para analizar la formación de remansos que puedan afectar el comportamiento hidráulico. Las pérdidas de energía ocurridas por la unión de colectores y el cambio en la dirección de flujo pueden estimarse como: $\Delta H_e = \Delta E + K_k\lvert Hv_2 - Hv_1\rvert + \Delta H_C$ **(D.2.3)** donde $\Delta E = (y_2 + Hv_2) - (y_1 + Hv_1)$ **(D.2.4)** $\Delta H_C = K_c Hv$ **(D.2.5.)** Si ΔHe es positivo, representa la caída de la cota batea entre el colector principal de entrada y el colector de salida. Debe verificarse que las cotas de energía de los colectores afluentes siempre sean mayores o iguales a la cota de energía del colector de salida, luego de descontarle las pérdidas dentro de la estructura. Cuando la caída de la cota batea es mayor que 750 mm, en los casos de alcantarillado sanitario o combinado, debe proveerse una cámara de caída. Si DHe es negativo o cero, no debe proveerse caída de la batea del colector de salida. Para este último caso también es necesario verificar que las cotas de energía de los colectores afluentes sean mayores o iguales a la cota de energía del colector de salida, luego de descontarle las pérdidas dentro de la estructura. **2. Régimen supercrítico** En el caso de régimen supercrítico, las consideraciones básicas de diseño hidráulico permiten establecer dos situaciones: unión de colectores sin caída en la estructura de unión y unión de colectores con cámara de caída. La primera corresponde al caso en el cual la cota de la superficie de agua en los colectores afluentes a la estructura es aproximadamente la misma y la cota de energía del colector de salida es menor que la de los de entrada para evitar la formación de resaltos hidráulicos. En este caso, las pérdidas de energía corresponden principalmente al flujo curvilíneo dentro de la	**D.6.3.4 Pérdidas menores en accesorios y estructuras de conexión** El diseñador debe tener en cuenta todas las pérdidas de energía que se presentan debido a las estructuras de conexión, otras estructuras y demás accesorios que formen parte de la red de alcantarillado. En particular debe tener en cuenta las uniones de los tramos con las cámaras de inspección, las cámaras de caída, los aliviaderos en alcantarillados combinados y cualquier otra estructura que produzca altas pérdidas de energía. El diseñador debe escoger el método y la forma de cálculo de las pérdidas menores, incluyendo los correspondientes coeficientes, los cuales se encuentran definidos en el literal D.7.3 de este título, correspondiente a las estructuras complementarias en sistemas de alcantarillado. 1. **Régimen subcrítico** D.7.3.3.2.1 Método estándar Este método incluye de manera directa las características geométricas de la cámara y las condiciones hidráulicas de la misma en el cálculo de las pérdidas menores de energía. El cálculo se lleva a cabo multiplicando la altura de velocidad en la tubería de salida de la cámara por un factor de pérdidas menores que depende de la conformación geométrica de la misma, como se muestra a continuación: $h_m = k_m \frac{v_2^2}{2g}$ **(D.7.2)** donde: h_m = Pérdida de energía en la cámara de inspección y/o conexión (m). k_m = Coeficiente de pérdidas menores (ver Tabla D.7.2). v_2 = Velocidad de flujo en la tubería de salida (m/s). g = Aceleración de la gravedad (m/s^2). **Tabla D.7.2 Coeficientes de pérdidas menores en cámaras de conexión y/o inspección** Descripción de la cámara[1,2] — K_m Una tubería de entrada con un Δ = 0° — 0,5 Una tubería de entrada con un Δ = 90° — 0,8 Dos tuberías de entrada, ángulo entre ellas mayor a 90° — 0,9 Múltiples tuberías de entrada (3 o más) — 1,0 Grados sexagesimales

estructura entre los colectores principales, las cuales pueden calcularse con base en la tabla D.2.3, y representan la caída en la cota batea de los colectores principales. Su diseño debe tener en cuenta que los máximos ángulos de deflexión siguen una relación inversa con el diámetro del colector de salida.

Para los casos en los cuales no es justificable o no hay espacio para construir estructuras de unión como las anteriores, en particular cuando los diámetros son mayores que 900 mm, pueden hacerse estructuras-pozos convencionales con cámaras de caída. En este caso, el análisis hidráulico corresponde al de un conducto cerrado con control en la entrada; esto es que la capacidad de la tubería es mayor que la capacidad de la entrada al colector, identificando primero si ésta se sumerge o no (con base en el caudal y el diámetro del colector de salida), y estimando las pérdidas de energía correspondientes, al igual que la profundidad de agua esperada en la estructura-pozo. El diseño debe buscar que esta profundidad no sobrepase las elevaciones de los flujos afluentes, los cuales pueden estimarse suponiendo en la entrada a la estructura las correspondientes profundidades normales. En el Anexo D.1 de este título se amplían las consideraciones hidráulicas en las estructuras de conexión de colectores.

En general los métodos de pérdidas de energía deben utilizarse para diámetros mayores de 500 mm. En localidades muy planas la caída no debe ser mayor que 20 mm por pozo a menos que los análisis hidráulicos así lo exijan.

D.2.3.9.2 Pérdidas de energía en colectores curvos

En un colector curvo se generan pérdidas de energía adicionales al efecto friccional unidireccional y la pendiente debe incrementarse para tener una diferencia de nivel adicional igual a la pérdida de energía por flujo curvilíneo. Esta pérdida de energía se puede estimar como la cabeza de velocidad multiplicada por un coeficiente de pérdida (Kc) que depende del régimen de flujo y de la relación entre el radio de curvatura del colector y el diámetro de éste, tal como se especifica en la tabla D.2.3.

TABLA D.2.3
Valores del coeficiente K_c

Régimen de flujo	Radio curvatura / Diámetro	K_c
Subcrítico	1.0 - 1.5	0.40
	1.5 - 3.0	0.20
	> 3.0	0.05
Supercrítico	6.0 - 8.0	0.40
	8.0 - 10.0	0.20
	> 10.0	0.05

D.7.3.3.2.2 Método HEC-22

El procedimiento de cálculo de pérdidas para la condición de flujo subcrítico que se debe utilizar para determinar la línea de gradiente hidráulico del diseño definitivo es el método HEC-22. Este método consiste en multiplicar la altura de velocidad en la tubería de salida por un coeficiente de pérdidas menores. Está basado en investigaciones de laboratorio y no aplica cuando el fondo de la tubería de entrada está sobre el nivel de agua en la cámara. Este modelo está compuesto por las siguientes ecuaciones:

$$h_m = k_t \frac{v_2^2}{2g} \qquad \text{(D.7.3)}$$

$$k_t = k_o \times C_b \times C_Q \times C_d \times C_D \times C_p$$

donde:

h_m = Pérdida de energía en la cámara de inspección y/o conexión (m).
k_t = Coeficiente de pérdidas ajustado (adimensional).
v_2 = Velocidad de flujo en la tubería de salida (m/s).
g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).
k_o = Coeficiente de pérdidas inicial (adimensional).
C_b = Factor de corrección por uso de cañuela (adimensional).
C_Q = Factor de corrección por flujo relativo (adimensional).
C_d = Factor de corrección por profundidad de flujo (adimensional).
C_D = Factor de corrección por diámetros (adimensional).
C_p = Factor de corrección por inmersión (adimensional).

1. Régimen supercrítico

El nivel de la superficie de agua en las cámaras de conexión que operan bajo régimen supercrítico es proporcional a la pérdida de energía que experimenta el flujo a través de la estructura. En ningún caso, la línea de gradiente hidráulico calculada en la estructura (nivel de la superficie de agua en la cámara de conexión) debe permitir que se sumerjan las tuberías de entrada. El proceso que debe seguirse es el siguiente:

1. Determinar la línea de gradiente hidráulico a la entrada de la tubería de salida con respecto al fondo de la cámara con dicha tubería fluyendo parcialmente llena (corresponde al nivel de la cota de fondo de la tubería más el valor de la profundidad de flujo a la salida). La velocidad y la profundidad de flujo a la salida corresponden a condiciones de flujo uniforme sí la tubería de salida está bajo régimen subcrítico. La velocidad y la profundidad de flujo de salida corresponden a las condiciones críticas sí la tubería de salida se encuentra bajo régimen supercrítico.
2. Adicionar a la línea de gradiente hidráulico una altura h_m correspondiente a la pérdida de energía en la estructura, ésta se calcula de acuerdo con la ecuación (D.7.11):

$$h_m = Ku \times \frac{v_2^2}{2g} \qquad \textbf{(D.7.11)}$$

donde:

h_m = pérdida de energía en la estructura de conexión y/o inspección (m).
Ku = Coeficiente de pérdidas en la estructura (adimensional).
v_2 = Velocidad de flujo en la tubería de salida (m/s).
g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

3. Teniendo en cuenta el tipo de configuración de la cámara de conexión, se deben utilizar los siguientes valores de ku, mostrados en la Tabla D.7.4.

Tabla D.7.4 Valores de Ku para diferentes configuraciones de entrada

Configuración de la entrada	Ku
Sin cambio de dirección	0,50
Con cambio de dirección de 0° a 45°	0,75
Con cambio de dirección de 46° a 90°	1,00
Estructura con múltiples tuberías de entrada	1,00

4. Si la línea de gradiente hidráulico se encuentra por debajo de la cota clave de la tubería de salida se adopta este nivel como la línea de gradiente hidráulico en la estructura.
5. Si la línea de gradiente hidráulico calculada está por encima de la cota clave de la tubería de salida se supone que ésta trabaja totalmente sumergida en este punto, por lo tanto se debe corregir la línea de gradiente hidráulico adicionando un nivel de agua (ver Figura D.7.5) por encima de la cota clave de la tubería de salida de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$H_w = 1.5 \times Kw \times \left(\frac{v^2}{2g}\right) \qquad \textbf{(D.7.12)}$$

donde:

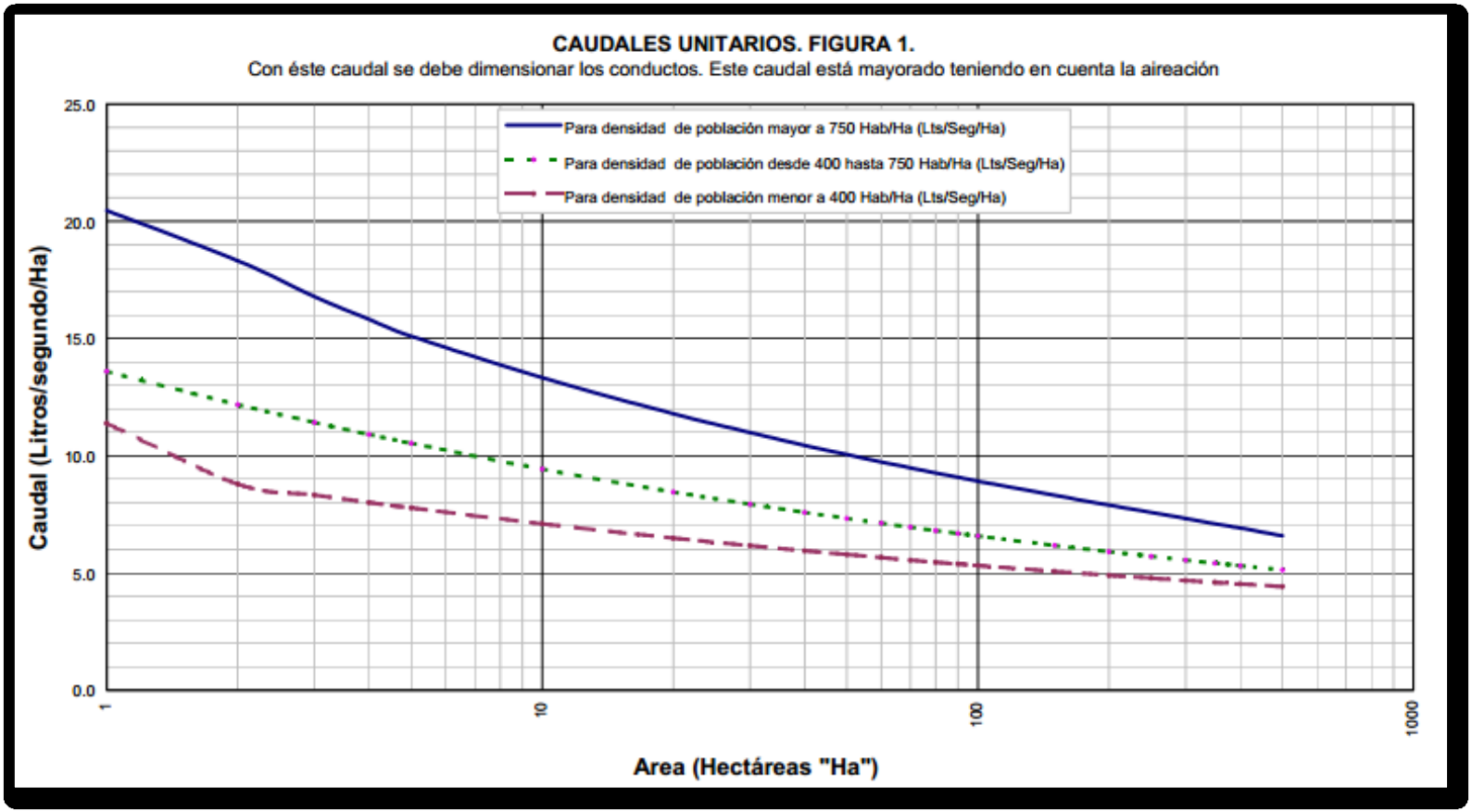
H_w = Profundidad esperada de agua en la cámara de conexión y/o inspección (m).
Kw = Coeficiente de pérdidas en la estructura (ver Tabla D.7.5) (adimensional).
v = Velocidad de flujo en la tubería de salida fluyendo totalmente llena (m/s).
g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

<table>
<tr><th colspan="2">ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL</th></tr>
<tr><th>RAS 2000</th><th>RAS 2015</th></tr>
<tr><td colspan="2">6. PROFUNDIDADES A COTA CLAVE</td></tr>
<tr><td colspan="2">Profundidades mínima a la cota clave de las tuberías</td></tr>
<tr><td colspan="2">Los colectores de redes de recolección y evacuación de aguas residuales deben estar a una profundidad adecuada para permitir el drenaje por gravedad de las descargas domiciliarias sin sótano, aceptando una pendiente mínima de éstas de 2%. Además, el cubrimiento mínimo del colector debe evitar la ruptura de éste, ocasionada por cargas vivas que pueda experimentar. Los valores mínimos permisibles de cubrimiento de los colectores se definen en la tabla D.3.11.
TABLA D.3.11
Profundidad mínima de colectores
<table><tr><th>Servidumbre</th><th>Profundidad a la clave del colector (m)</th></tr><tr><td>Vías peatonales o zonas verdes</td><td>0,75</td></tr><tr><td>Vías vehiculares</td><td>1,20</td></tr></table>Para casos especiales como localidades con evidentes problemas de drenaje los valores anteriores pueden reducirse haciendo las previsiones estructurales y geotécnicas correspondientes. Las conexiones domiciliarias y los colectores de aguas residuales deben localizarse por debajo de las tuberías de acueducto.
El tipo de cimentación y relleno debe estar de acuerdo con lo estipulado en el Título G</td></tr>
<tr><td></td><td>Las profundidades de instalación establecidas podrán ser inferiores cuando las pendientes disponibles y los puntos de entrega de colectores e interceptores así lo requieran; en tal caso el diseñador debe justificar los diseños estructurales, teniendo en cuenta todas las cargas vivas y especificando las protecciones estructurales necesarias y/o los materiales y tipos de tuberías que absorban dichas cargas.</td></tr>
<tr><td colspan="2">Profundidades máxima a la cota clave de las tuberías</td></tr>
<tr><td colspan="2">En general la máxima profundidad de los colectores es del orden de 5 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y colectores durante (y después de) su construcción, para lo cual deben considerarse las disposiciones de los capítulos G.2 y G.3 del Título G.

Los cruces subterráneos de lagos, ríos y corrientes superficiales deberán acompañarse de un diseño apropiado e idóneo que justifique las dimensiones, los atraques y las profundidades empleadas y deberán proveerse de medios para impedir su destrucción por efectos de la socavación de la corriente atravesada</td></tr>
<tr><td></td><td>El diseñador debe establecer la profundidad máxima a la cota clave de las tuberías teniendo en cuenta el tipo de suelo, los equipos y métodos de excavación y los métodos de entibado disponibles. Una vez establecida la cota clave, teniendo en cuenta las condiciones particulares de diseño, se debe tener en cuenta el comportamiento mecánico de las tuberías, de las uniones y de los materiales con los cuales están fabricadas.</td></tr>
</table>

ANEXOS

Anexo 1. Figura para el cálculo de caudales unitarios, metodología EAAB.



Anexo 2. Tabla de relaciones hidráulicas en tuberías de sección circular (n/n_0 diferente de 1)

Q/Qo	Y/do	V/Vo	D/do	A/Ao
0.010	0.051	0.272	0.041	0.025
0.020	0.099	0.327	0.067	0.051
0.030	0.126	0.366	0.086	0.073
0.040	0.148	0.398	0.102	0.092
0.050	0.168	0.426	0.116	0.110
0.060	0.185	0.450	0.128	0.127
0.070	0.200	0.473	0.140	0.143
0.080	0.215	0.495	0.151	0.157
0.090	0.228	0.515	0.161	0.172
0.100	0.241	0.534	0.170	0.185
0.110	0.253	0.553	0.179	0.199
0.120	0.264	0.564	0.188	0.211
0.130	0.275	0.575	0.197	0.224
0.140	0.286	0.586	0.205	0.236
0.150	0.296	0.595	0.213	0.248
0.160	0.306	0.605	0.221	0.259
0.170	0.316	0.616	0.229	0.271
0.180	0.325	0.626	0.236	0.282
0.190	0.334	0.636	0.244	0.293
0.200	0.343	0.645	0.251	0.304
0.210	0.352	0.655	0.258	0.314
0.220	0.361	0.664	0.266	0.325
0.230	0.369	0.673	0.273	0.335
0.240	0.377	0.681	0.280	0.345
0.250	0.385	0.690	0.287	0.355
0.260	0.393	0.699	0.294	0.365
0.270	0.401	0.707	0.300	0.375
0.280	0.409	0.715	0.307	0.385
0.290	0.417	0.724	0.314	0.394
0.300	0.424	0.732	0.321	0.404
0.310	0.432	0.740	0.328	0.413
0.320	0.439	0.747	0.334	0.422
0.330	0.446	0.755	0.341	0.432
0.340	0.453	0.763	0.348	0.441
0.350	0.460	0.770	0.354	0.450
0.360	0.468	0.778	0.361	0.459
0.370	0.475	0.785	0.368	0.468
0.380	0.482	0.792	0.374	0.476
0.390	0.488	0.799	0.381	0.485
0.400	0.495	0.806	0.388	0.494
0.410	0.502	0.813	0.395	0.503
0.420	0.509	0.820	0.402	0.511
0.430	0.516	0.827	0.408	0.520
0.440	0.522	0.833	0.415	0.528
0.450	0.529	0.840	0.422	0.537
0.460	0.535	0.846	0.429	0.545
0.470	0.542	0.853	0.436	0.553
0.480	0.549	0.859	0.443	0.562
0.490	0.555	0.865	0.450	0.570
0.500	0.561	0.861	0.458	0.578
0.510	0.568	0.866	0.465	0.586
0.520	0.574	0.871	0.472	0.594

Q/Qo	Y/do	V/Vo	D/do	A/Ao
0.530	0.581	0.876	0.479	0.602
0.540	0.587	0.881	0.487	0.610
0.550	0.594	0.886	0.494	0.618
0.560	0.600	0.891	0.502	0.626
0.570	0.606	0.896	0.510	0.634
0.580	0.613	0.901	0.518	0.642
0.590	0.619	0.905	0.526	0.650
0.600	0.625	0.910	0.534	0.658
0.610	0.632	0.915	0.542	0.666
0.620	0.638	0.919	0.550	0.674
0.630	0.644	0.924	0.559	0.681
0.640	0.651	0.928	0.568	0.689
0.650	0.657	0.933	0.576	0.697
0.660	0.663	0.937	0.585	0.704
0.670	0.670	0.942	0.595	0.712
0.680	0.676	0.946	0.604	0.720
0.690	0.683	0.950	0.614	0.727
0.700	0.689	0.954	0.623	0.735
0.710	0.695	0.959	0.633	0.742
0.720	0.702	0.963	0.644	0.750
0.730	0.708	0.967	0.654	0.757
0.740	0.715	0.971	0.665	0.765
0.750	0.721	0.975	0.677	0.772
0.760	0.728	0.978	0.688	0.780
0.770	0.735	0.982	0.700	0.787
0.780	0.741	0.986	0.713	0.795
0.790	0.748	0.990	0.725	0.802
0.800	0.755	0.993	0.739	0.810
0.810	0.761	0.997	0.753	0.817
0.820	0.768	1.000	0.767	0.824
0.830	0.775	1.003	0.783	0.832
0.840	0.782	1.007	0.798	0.839
0.850	0.789	1.010	0.815	0.847
0.860	0.796	1.013	0.833	0.854
0.870	0.804	1.016	0.852	0.861
0.880	0.811	1.019	0.871	0.869
0.890	0.818	1.022	0.892	0.876
0.900	0.826	1.024	0.915	0.883
0.910	0.834	1.027	0.940	0.891
0.920	0.842	1.029	0.966	0.898
0.930	0.850	1.032	0.995	0.906
0.940	0.858	1.034	1.027	0.913
0.950	0.867	1.036	1.063	0.921
0.960	0.875	1.037	1.103	0.928
0.970	0.884	1.039	1.149	0.936
0.980	0.894	1.040	1.202	0.943
0.990	0.904	1.047	1.265	0.951
1.000	0.914	1.047	1.344	0.956
1.010	0.925	1.047	1.445	0.966
1.020	0.938	1.046	1.584	0.974
1.030	0.952	1.044	1.803	0.982
1.040	0.969	1.040	2.242	0.991

Donde:

Q Caudal
Y Profundidad del Agua
do Diámetro de la Tubería
V Velocidad del Agua
D Profundidad Hidráulica
A Área del Agua

El subíndice "o" corresponde a las condiciones a tubo lleno.

Anexo 3. Interfaz del programa CALALC para el cálculo de caudal de diseño del alcantarillado sanitario

CÁLCULO DE CAUDALES PARA ALCANTARILLADO SANITARIO

NOTA: Sólo diligencie las celdas en color VERDE.

Calcular (2 de 3)

PARÁMETROS DE DISEÑO

Habitantes / Hc	Dotación (L / (hab * día))	B	Residencial	Industrial	Comercial y/o Institucional	Conexiones erradas	Infiltración
2461,48	140,00	0,85	3,39	0,00	0,00	0,10	0,10

TRAMOS				Areas Propias (Hc)			Tramos Precedentes						ÁREAS TRIBUTARIAS (Hc)							POBLACIÓN	CAUDAL (L / s)											
Identificador del tramo	Identificador del Pozo		Tramo inicial										Areas Precedentes			Areas Totales			Area Acumulada		Q Medio Diario	Factor de mayoracion (F)										
	Superior	Inferior	Sí=1, No=0	Residencial	Industrial	Comercial + Institucional	Calcular (1 de 3)						Residencial	Industrial	Comercial + Institucional	Residencial	Industrial	Comercial + Institucional		hab		Harmon	Babbit	Flores	Los Angeles	Tch	Adoptado	Calcular (3 de 3)			
							a	b	c	d	e	f										Harmon	Babbit	Flores	Los Angeles	Tch	Adoptado	Q_{M-H}	Q_{CE}	Q_{INF}	QDT
1	1	2	1	0,530									0,00	0,00	0,00	0,53	0,00	0,00	0,53	1.305	1,80	1,35	1,19	1,71	N/A	N/A	1,71	3,07	0,05	0,05	3,18
2	8	2	1	0,910									0,00	0,00	0,00	0,91	0,00	0,00	0,91	2.240	3,09	1,27	1,07	1,62	3,18	N/A	3,18	9,81	0,09	0,09	9,99
3	9	10	1	0,590									0,00	0,00	0,00	0,59	0,00	0,00	0,59	1.452	2,00	1,33	1,17	1,69	N/A	N/A	1,69	3,38	0,06	0,06	3,50
4	11	4	1	0,660									0,00	0,00	0,00	0,66	0,00	0,00	0,66	1.625	2,24	1,32	1,14	1,67	N/A	N/A	1,67	3,74	0,07	0,07	3,87
5	12	13	1	0,620									0,00	0,00	0,00	0,62	0,00	0,00	0,62	1.526	2,10	1,33	1,15	1,68	N/A	N/A	1,68	3,53	0,06	0,06	3,66
6	16	6	1	0,360									0,00	0,00	0,00	0,36	0,00	0,00	0,36	886	1,22	N/A	N/A	1,78	N/A	N/A	1,78	2,17	0,04	0,04	2,24
7	10	2	0	0,630			3						0,59	0,00	0,00	1,22	0,00	0,00	1,22	3.003	4,14	1,24	1,01	1,57	3,10	3,33	3,33	13,77	0,12	0,12	14,02
8	2	3	0	0,000			1	2	7				2,66	0,00	0,00	2,66	0,00	0,00	2,66	6.548	9,02	1,16	0,86	1,45	2,89	3,15	3,15	28,41	0,27	0,27	28,94
9	3	4	0	0,000			8						2,66	0,00	0,00	2,66	0,00	0,00	2,66	6.548	9,02	1,16	0,86	1,45	2,89	3,15	3,15	28,41	0,27	0,27	28,94
10	4	5	0	0,000			4	9					3,32	0,00	0,00	3,32	0,00	0,00	3,32	8.172	11,26	1,15	0,83	1,42	2,83	3,10	3,10	34,89	0,33	0,33	35,56
11	13	14	0	0,700			5						0,62	0,00	0,00	1,32	0,00	0,00	1,32	3.249	4,48	1,23	0,99	1,56	3,08	3,32	3,32	14,86	0,13	0,13	15,12
12	14	5	0	0,000			11						1,32	0,00	0,00	1,32	0,00	0,00	1,32	3.249	4,48	1,23	0,99	1,56	3,08	3,32	3,32	14,86	0,13	0,13	15,12
13	5	6	0	0,000			10	12					4,64	0,00	0,00	4,64	0,00	0,00	4,64	11.421	15,73	1,13	0,77	1,37	2,74	3,02	3,02	47,51	0,46	0,46	48,43
14	6	7	0	0,660			6	13					5,00	0,00	0,00	5,66	0,00	0,00	5,66	13.932	19,19	1,11	0,74	1,35	2,69	2,98	2,98	57,18	0,57	0,57	58,31
15	7	50	0	0,000			14						5,66	0,00	0,00	5,66	0,00	0,00	5,66	13.932	19,19	1,11	0,74	1,35	2,69	2,98	2,98	57,18	0,57	0,57	58,31

Anexo 4. Interfaz del programa CALALC del cálculo de parámetros hidráulicos y cotas de alcantarillado sanitario.

Identificador del tramo	Identificador del Pozo		Párametros de Diseño																								cotas bateas									
			Deflexion ent			Long.	n	Diam. Interior	Chequeo Diámetro	Pendiente terreno	Pendiente tubería	Chequeo Pendiente	QDT	Ángulo (Theta)	Y	T	Area	PH	Chequeo	V	Chequeo	Froude	Chequeo	τ	Chequeo	Energía Específica	Cota Batea Superior para el tramo de salida (m)							Caída del tramo	Cota Batea Inferior	Energía Total Aguas Abajo (m)
	Superior	Inferior	a	b	c	m		m		%	%	Máxima	(L/s)	Calculado	m	m	m2	m	PH < 0.85*d	m/s	0.45 <= V <= 5	Adimensional	0.9 > Fr > 1.1	N / m2	τ ≥1.5 N/m²	m	a	b	c	d	e	f	Adoptada	(m)	(m)	
1	1	2				85,00	0,010	0,23	Ok	0,49	0,40	Ok	12,12	2,70	0,088	0,221	0,01	0,066	Ok	0,83	Ok	1,03	Revisar	1,87	Ok	0,12							2.559,51	0,34	2.559,17	2.559,29
2	8	2				15,00	0,010	0,23	Ok	-0,07	0,20	Ok	18,88	3,63	0,141	0,220	0,03	0,120	Ok	0,72	Ok	0,66	Ok	1,26	Revisar	0,17							2.558,86	0,03	2.558,83	2.559,00
3	9	10				80,00	0,010	0,28	Ok	0,30	0,30	Ok	13,24	2,41	0,091	0,265	0,02	0,066	Ok	0,76	Ok	0,94	Revisar	1,51	Ok	0,12							2.559,16	0,24	2.558,92	2.559,04
4	11	4				24,00	0,010	0,23	Ok	0,63	1,00	Ok	14,51	2,47	0,076	0,214	0,01	0,056	Ok	1,22	Ok	1,65	Ok	4,17	Ok	0,15							2.558,82	0,24	2.558,58	2.558,73
5	12	13				75,00	0,010	0,23	Ok	-0,87	0,27	Ok	13,79	3,01	0,106	0,226	0,02	0,082	Ok	0,74	Ok	0,83	Ok	1,44	Revisar	0,13							2.558,72	0,20	2.558,52	2.558,65
6	16	6				75,00	0,010	0,23	Ok	-0,32	1,50	Ok	8,83	2,02	0,053	0,192	0,01	0,038	Ok	1,22	Ok	2,01	Ok	4,63	Ok	0,13							2.559,37	1,13	2.558,25	2.558,37
7	10	2	0,00			15,00	0,010	0,28	Ok	-1,33	0,20	Ok	24,01	3,13	0,141	0,284	0,03	0,111	Ok	0,76	Ok	0,73	Ok	1,39	Revisar	0,17	2.558,87						2.558,71	0,03	2.558,68	2.558,85
8	2	3	0,00	88,00	92,00	42,00	0,010	0,28	Ok	0,36	0,30	Ok	45,48	3,77	0,186	0,270	0,04	0,163	Ok	1,03	Ok	0,82	Ok	2,41	Ok	0,24	2.559,05	2.558,75	2.558,60				2.558,60	0,13	2.558,47	2.558,71
9	3	4	5,00			43,58	0,010	0,28	Ok	-0,57	0,30	Ok	45,48	3,77	0,186	0,270	0,04	0,163	Ok	1,03	Ok	0,82	Ok	2,41	Ok	0,24	2.558,47						2.558,47	0,13	2.558,34	2.558,58
10	4	5	91,00	3,00		54,74	0,010	0,28	Ok	-0,55	0,30	Ok	54,54	4,20	0,214	0,245	0,05	0,209	Ok	1,07	Ok	0,74	Ok	2,52	Ok	0,27	2.558,44	2.558,31					2.558,31	0,16	2.558,14	2.558,41
11	13	14	0,00			75,00	0,010	0,23	Ok	-0,09	0,20	Ok	25,61	4,35	0,178	0,187	0,03	0,182	Ok	0,75	Ok	0,56	Ok	1,35	Revisar	0,21	2.558,44						2.558,44	0,15	2.558,29	2.558,50
12	14	5	0,00			30,00	0,010	0,23	Ok	0,23	0,20	Ok	25,61	4,35	0,178	0,187	0,03	0,182	Ok	0,75	Ok	0,56	Ok	1,35	Revisar	0,21	2.558,29						2.558,29	0,06	2.558,23	2.558,44
13	5	6	0,00	90,00		63,84	0,010	0,33	Ok	-1,57	0,30	Ok	71,76	3,94	0,227	0,301	0,06	0,207	Ok	1,15	Ok	0,81	Ok	2,84	Ok	0,29	2.558,12	2.558,13					2.558,12	0,19	2.557,93	2.558,22
14	6	7	0,00	90,00		23,27	0,010	0,33	Ok	2,36	0,30	Ok	80,02	4,23	0,248	0,280	0,07	0,244	Ok	1,17	Ok	0,76	Ok	2,91	Ok	0,32	2.558,06	2.557,89					2.557,89	0,07	2.557,82	2.558,14
15	7	50	89,00			11,56	0,010	0,36	Ok	-2,16	0,30	Ok	80,02	3,62	0,224	0,352	0,07	0,190	Ok	1,20	Ok	0,88	Ok	3,00	Ok	0,30	2.557,82						2.557,82	0,03	2.557,78	2.558,08

Anexo 5. Interfaz del programa CALALC del cálculo de parámetros hidráulicos y cotas de alcantarillado pluvial.

Identificador del tramo	Identificador del Pozo Superior	Identificador del Pozo Inferior	Deflexion ent a	Deflexion ent b	Deflexion ent c	Long. m	n	Diam. Interior m	Chequeo Diámetro	Pendiente terreno %	Pendiente tubería %	Chequeo Pendiente Máxima	Q_{DT} (L/s)	Ángulo (Theta) Calculado	Y m	T m	Area m2	PH m	Chequeo PH < 0.85*d	V m/s	Chequeo 0.45 <= V <= 5	Froude Adimensional	Chequeo 0.9 > Fr > 1.1	τ N / m2	Chequeo $\tau \geq 1.5$ N/m^2	Energía Específica m	Cota Batea Superior para el tramo de salida (m) a	b	c	d	e	f	Adoptada	Caída del tramo (m)	Cota Batea Inferior (m)	Energía Total Aguas Abajo (m)
																			Párametros de Diseño								cotas bateas									
1	1	2				72,00	0,010	0,41	Ok	0,56	**0,72**	Ok	95,51	2,89	0,178	0,404	0,05	0,136	Ok	1,74	Ok	1,51	Ok	6,57	Ok	0,33							**2.558,70**	0,52	2.558,18	2.558,51
2	8	9				60,00	0,010	0,28	Ok	0,68	**0,44**	Ok	28,67	2,90	0,125	0,282	0,03	0,095	Ok	1,07	Ok	1,11	Ok	2,81	Ok	0,18							**2.559,52**	0,26	2.559,26	2.559,44
3	14	15				85,00	0,010	0,36	Ok	0,36	**0,47**	Ok	95,26	3,54	0,217	0,355	0,06	0,181	Ok	1,48	Ok	1,11	Ok	4,63	Ok	0,33							**2.558,80**	0,40	2.558,40	2.558,73
4	35	36				45,00	0,010	0,28	Ok	0,64	**0,80**	Ok	35,79	2,82	0,119	0,280	0,03	0,090	Ok	1,42	Ok	1,51	Ok	4,95	Ok	0,22							**2.559,71**	0,36	2.559,35	2.559,57
5	27	5				32,93	0,010	0,28	Ok	0,49	**1,50**	Ok	4,07	1,42	0,034	0,185	0,00	0,023	Ok	0,95	Ok	1,98	Ok	3,15	Ok	0,08							**2.559,22**	0,49	2.558,73	2.558,81
6	80	6				11,65	0,010	0,28	Ok	4,03	**2,00**	Ok	46,86	2,65	0,108	0,276	0,02	0,080	Ok	2,13	Ok	2,41	Ok	11,46	Ok	0,34							**2.559,22**	0,23	2.558,99	2.559,33
19	9	10	0,00			58,00	0,010	0,28	Ok	0,67	**0,46**	Ok	39,44	3,22	0,148	0,284	0,03	0,118	Ok	1,18	Ok	1,10	Ok	3,28	Ok	0,22	2.559,11						**2.559,11**	0,27	2.558,84	2.559,06
20	10	2	87,00			12,00	0,010	0,36	Ok	0,00	**1,50**	Ok	160,52	3,45	0,209	0,358	0,06	0,172	Ok	2,61	Ok	2,01	Ok	14,48	Ok	0,56	2.558,34						**2.558,33**	0,18	2.558,15	2.558,71
21	15	2	93,00			15,62	0,010	0,36	Ok	-1,73	**0,85**	Ok	156,61	3,91	0,249	0,335	0,08	0,225	Ok	2,07	Ok	1,39	Ok	8,89	Ok	0,47	2.557,98						**2.557,97**	0,13	2.557,84	2.558,31
22	2	3	3,00	87,00	93,00	41,06	0,010	0,60	Ok	0,41	**0,47**	Ok	429,28	3,87	0,403	0,556	0,20	0,361	Ok	2,14	Ok	1,14	Ok	8,03	Ok	0,64	2.557,53	2.557,53	2.557,26				**2.557,26**	0,19	2.557,07	2.557,70
23	3	4	4,00			41,30	0,010	0,60	Ok	-0,61	**0,70**	Ok	481,41	3,70	0,380	0,572	0,19	0,328	Ok	2,57	Ok	1,43	Ok	11,68	Ok	0,72	2.556,56						**2.556,56**	0,29	2.556,27	2.556,99
24	36	37	0,00			45,00	0,010	0,28	Ok	0,60	**1,00**	Ok	44,38	2,92	0,126	0,282	0,03	0,097	Ok	1,63	Ok	1,67	Ok	6,44	Ok	0,26	2.559,18						**2.559,17**	0,45	2.558,72	2.558,98
25	37	11	0,00			20,00	0,010	0,36	Ok	0,60	**1,05**	Ok	194,47	4,20	0,272	0,313	0,08	0,266	Ok	2,34	Ok	1,45	Ok	11,25	Ok	0,55	2.558,03						**2.558,02**	0,21	2.557,81	2.558,36
26	11	4	0,00			12,00	0,010	0,36	Ok	0,17	**1,05**	Ok	196,78	4,23	0,275	0,309	0,08	0,271	Ok	2,35	Ok	1,44	Ok	11,27	Ok	0,56	2.557,25						**2.557,25**	0,13	2.557,12	2.557,68
27	4	5	0,00	70,00		54,90	0,010	0,67	Ok	-0,58	**0,70**	Ok	706,38	3,83	0,448	0,630	0,25	0,398	Ok	2,82	Ok	1,43	Ok	13,41	Ok	0,85	2.555,45	2.556,20					**2.555,45**	0,38	2.555,07	2.555,92
28	5	6	91,00	0,00		67,46	0,010	0,67	Ok	-0,71	**0,80**	Ok	761,22	3,85	0,451	0,629	0,25	0,402	Ok	3,02	Ok	1,52	Ok	15,36	Ok	0,91	2.557,42	2.554,18					**2.554,17**	0,54	2.553,63	2.554,55
29	6	110	98,00	9,00		4,55	0,010	0,67	Ok	-24,18	**0,80**	Ok	796,61	3,95	0,466	0,616	0,26	0,425	Ok	3,04	Ok	1,49	Ok	15,54	Ok	0,94	2.557,69	2.552,67					**2.552,67**	0,04	2.552,63	2.553,57

Anexo 6. Tabla de cálculo de diseño de alcantarillado de aguas residuales suministrado por la EAAB.

EMPRESA DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DE BOGOTA - ESP

ALCANTARILLADO DE AGUAS RESIDUALES - TABLA DE CALCULO

DENSIDAD > 750 Hab/Ha

De	A	Propia	Área	Q	Q MH	Q Dis	Long	Pend	Diam	Q/Qo	n	Y	F	D	Theta	Fuerza Tractiva	Material	Radio Hidráulico
		(ha)	ha	L/sg/Ha	l/s	l/s	mts	%	(") ó (m)			m						
1	2	0,53	0,53	22,87	12,12	12,12	85,00	0,40	0,227	0,31	0,010	0,10	0,82	0,07	2,88	0,21	PVC-GRP	0,05
2	3	2,13	2,66	17,10	45,48	45,48	42,00	0,30	0,284	0,73	0,010	0,21	0,66	0,19	4,08	0,26	PVC-GRP	0,09
3	4	0,00	2,66	17,10	45,48	45,48	43,58	0,30	0,284	0,73	0,010	0,21	0,66	0,19	4,08	0,26	PVC-GRP	0,09
4	5	0,66	3,32	16,43	54,54	54,54	54,74	0,30	0,284	0,88	0,010	0,23	0,63	0,24	4,47	0,26	PVC-GRP	0,09
5	6	1,32	4,64	15,47	71,76	71,76	63,84	0,30	0,327	0,79	0,010	0,25	0,67	0,24	4,24	0,30	PVC-GRP	0,10
6	7	0,66	5,30	15,10	80,02	80,02	23,27	0,30	0,327	0,89	0,010	0,27	0,64	0,28	4,49	0,30	PVC-GRP	0,10
7	50	0,00	5,30	15,10	80,02	80,02	11,56	0,30	0,362	0,68	0,010	0,25	0,70	0,22	3,93	0,32	PVC-GRP	0,11
8	2	0,91	0,91	20,75	18,88	18,88	15,00	0,20	0,227	0,68	0,010	0,16	0,53	0,14	3,93	0,13	PVC-GRP	0,07
9	10	0,59	0,59	22,44	13,24	13,24	80,00	0,30	0,284	0,21	0,010	0,10	0,75	0,07	2,54	0,17	PVC-GRP	0,06
10	2	0,63	1,22	19,68	24,01	24,01	15,00	0,20	0,284	0,47	0,010	0,16	0,58	0,13	3,39	0,15	PVC-GRP	0,08
12	13	0,62	0,62	22,24	13,79	13,79	75,00	0,27	0,227	0,43	0,010	0,12	0,66	0,09	3,25	0,16	PVC-GRP	0,06
13	14	0,70	1,32	19,40	25,61	25,61	75,00	0,20	0,227	0,92	0,010	0,19	0,48	0,20	4,58	0,14	PVC-GRP	0,07
14	5	0,00	1,32	19,40	25,61	25,61	30,00	0,20	0,227	0,92	0,010	0,19	0,48	0,20	4,58	0,14	PVC-GRP	0,07
11	4	0,66	0,66	21,99	14,51	14,51	24,00	1,00	0,227	0,23	0,010	0,08	1,31	0,06	2,61	0,46	PVC-GRP	0,05
16	6	0,36	0,36	24,53	8,83	8,83	75,00	1,50	0,227	0,12	0,010	0,06	1,64	0,04	2,07	0,49	PVC-GRP	0,03

De	A	Qo	Vo	Caída	Cota Clave		Caída	Cota Rasante		Recubrimiento		Vr	$V_2/2g$	Yc	Hw	Energía	Cota Batea		Cota Energía	
		l/s	m/s	Tramo	Sup	Inf	Tramo	Sup	Inf	Sup	Inf	m/s	m	m		Esp.	Superior	Inferior	Superior	Inferior
1	2	39,4	0,94	0,34	2559,52	2559,18	0,34	2560,82	2560,40	1,30	1,22	0,70	0,03	0,09	0,19	0,12	2559,51	2559,17	2559,42	2559,08
2	3	62,1	0,95	0,13	2559,02	2558,89	0,13	2560,40	2560,25	1,38	1,36	0,91	0,04	0,17	0,37	0,25	2558,74	2558,61	2558,98	2558,86
3	4	62,1	0,95	0,13	2558,89	2558,76	0,13	2560,25	2560,50	1,36	1,74	0,91	0,04	0,17	0,37	0,25	2558,61	2558,48	2558,86	2558,73
4	5	62,1	0,95	0,16	2558,66	2558,50	0,16	2560,50	2560,80	1,84	2,30	0,96	0,05	0,18	0,41	0,28	2558,38	2558,22	2558,66	2558,49
5	6	90,4	1,04	0,19	2558,40	2558,21	0,19	2560,80	2561,20	2,40	2,99	1,03	0,05	0,20	0,45	0,30	2558,07	2557,88	2558,37	2558,18
6	7	90,4	1,04	0,07	2558,11	2558,04	0,07	2561,80	2561,25	3,09	3,21	1,06	0,06	0,21	0,49	0,32	2557,78	2557,71	2558,10	2558,03
7	50	118,5	1,12	0,03	2558,04	2558,00	0,03	2561,25	2561,50	3,21	3,50	1,05	0,06	0,21	0,45	0,31	2557,68	2557,99	2557,98	2557,95
8	2	27,9	0,67	0,03	2559,09	2559,06	0,03	2560,39	2560,40	1,30	1,34	0,63	0,02	0,11	0,24	0,18	2558,86	2558,83	2559,04	2559,01
9	10	62,1	0,95	0,24	2559,44	2559,2	0,24	2560,44	2560,20	1	1	0,63	0,02	0,09	0,18	0,12	2559,16	2558,92	2559,28	2559,04
10	2	50,7	0,77	0,03	2559,12	2559,09	0,03	2560,20	2562,40	1,08	3,31	0,66	0,02	0,12	0,25	0,18	2558,84	2558,81	2559,02	2558,99
12	13	32,4	0,78	0,20	2558,95	2558,75	0,20	2560,15	2560,80	1,20	2,05	0,64	0,02	0,10	0,20	0,14	2558,72	2558,52	2558,86	2558,66
13	14	27,9	0,67	0,15	2558,65	2558,50	0,15	2560,80	2560,87	2,15	2,37	0,69	0,02	0,13	0,29	0,21	2558,42	2558,27	2558,63	2558,48
14	5	27,9	0,67	0,06	2558,50	2558,44	0,06	2560,87	2560,80	2,37	2,36	0,69	0,02	0,13	0,29	0,21	2558,27	2558,21	2558,48	2558,42
11	4	62,3	1,49	0,24	2559,05	2558,81	0,24	2560,65	2560,50	1,60	1,69	1,02	0,05	0,10	0,21	0,14	2558,82	2558,58	2558,96	2558,72
16	6	76,4	1,83	1,13	2559,60	2558,48	1,13	2561.56.	2560,50	1,50	2,03	1,02	0,05	0,08	0,16	0,11	2559,37	2558,25	2559,48	2558,36

Anexo 7. Tabla de cálculo de diseño de alcantarillado de aguas lluvias suministrado por la EAAB.

EMPRESA DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DE BOGOTA - ESP
ALCANTARILLADO AGUAS LLUVIAS- TABLA DE CALCULO

De	A	Tiempo de Concentración		AREA (Ha)		Intensidad l/Ha/s	Coeficiente (C)	Q Dis l/s	Long mts	Pend %	Diam (") ò (mm)	n	Q/Q 0	Vr m/s	Y mts	F	D	Theta	Fuerza Tractiva	Radio Hidráulico
		Incremento	Total	Propia	Acumulada															
14	15		15,00		0,96	167,26	0,59	95,26	85,00	0,45	0,362	0,010	0,65	0,87	0,11	0,98	0,08	2,34	0,31	2,34
15	2	1,73	16,63	0,57	1,53	159,89	0,64	156,61	15,62	0,85	0,362	0,010	0,82	1,56	0,19	1,29	0,15	3,24	0,79	3,24
1	2		15,00		0,88	167,26	0,65	95,51	72,00	0,72	0,407	0,010	0,40	1,49	0,20	1,19	0,16	3,11	0,72	3,11
2	3	0,81	15,81	3,33	4,21	163,53	0,63	429,28	41,06	0,47	0,595	0,010	0,80	1,91	0,45	0,92	0,44	4,22	0,85	4,22
3	4	0,36	16,16	0,75	4,96	161,93	0,60	481,41	41,30	0,70	0,595	0,010	0,74	2,28	0,42	1,17	0,39	3,99	1,24	3,99
4	5	0,30	16,47	2,37	7,33	160,60	0,60	706,38	54,90	0,70	0,670	0,010	0,79	2,51	0,50	1,16	0,48	4,17	1,41	4,17
5	6	0,36	16,83	0,84	8,17	159,02	0,59	761,22	67,46	0,80	0,670	0,010	0,79	2,69	0,50	1,23	0,49	4,17	1,62	4,17
6	110	0,42	17,25	0,36	8,56	157,25	0,60	796,61	4,55	0,80	0,670	0,010	0,83	2,73	0,52	1,21	0,52	4,31	1,63	4,31
8	9		15,00		0,43	167,26	0,40	28,67	60,00	0,43	0,284	0,010	0,40	0,88	0,14	0,89	0,1	3,11	0,30	3,11
9	10	1,14	16,14	0,09	0,52	162,05	0,47	39,44	58,00	0,45	0,284	0,010	0,54	1,00	0,16	0,89	0,13	3,40	0,34	3,40
10	2	0,97	17,10	1,21	1,73	157,86	0,59	160,52	12,00	1,50	0,362	0,010	0,63	2,28	0,23	1,63	0,2	3,69	1,55	3,69
27	5		15,00		0,03	167,26	0,80	4,01	32,93	1,50	0,284	0,010	0,03	0,76	0,04	1,72	0,02	1,54	0,02	0,37
35	36		15,00		0,56	167,26	0,38	35,79	45,00	0,80	0,284	0,010	0,37	1,20	0,13	1,21	0,1	2,97	0,07	0,54
36	37	0,63	15,63	0,07	0,63	164,35	0,43	44,38	45,00	1,00	0,284	0,010	0,41	1,39	0,14	1,34	0,11	3,11	0,07	0,70
37	11	0,54	16,16	1,33	1,96	161,92	0,61	194,47	20,00	1,05	0,362	0,010	0,92	2,12	0,30	1,16	0,34	4,58	0,11	1,16
11	4	0,16	16,32	0,32	2,28	161,23	0,54	196,78	12,00	1,05	0,362	0,010	0,93	2,13	0,31	1,15	0,35	4,73	0,11	1,15

De	A	Q0 l/s	V0 m/s	Caida Tramo	Cota Clave		Material	Cota Rasante		Recubrimiento		Vr m/s	V2/2g m	Vr/Vo	Yc mts	Hw	Fuerza Trac. 10 %	Energia Esp.	Cota Batea		Cota Energía	
					Sup	Inf		Sup	Inf	Sup	Inf								Sup	Inf	Sup	Inf
14	15	146,70	1,43	0,43	2559,16	2558,74	PVC	2560,46	2560,15	1,30	1,42	0,87	0,04	0,61	0,29	0,26	0,26	0,15	2558,80	2558,37	2558,95	2558,52
15	2	191,27	1,86	0,13	2558,55	2558,41	PVC	2560,15	2560,42	1,61	2,01	1,56	0,12	0,84	0,64	0,64	0,45	0,31	2558,18	2558,05	2558,50	2558,36
1	2	240,60	1,85	0,52	2559,11	2558,59	PVC	2560,82	2560,42	1,71	1,83	1,49	0,113	0,80	0,22	0,28	0,42	0,31	2558,70	2558,18	2559,02	2558,50
2	3	535,15	1,92	0,19	2558,43	2558,24	PVC	2560,42	2560,25	1,99	2,01	1,91	0,186	0,99	0,43	0,58	0,39	0,64	2557,84	2557,64	2558,49	2558,28
3	4	653,10	2,35	0,29	2558,19	2557,90	PVC	2560,25	2560,50	2,06	2,60	2,28	0,265	0,97	0,46	0,64	0,58	0,68	2557,59	2557,30	2558,28	2557,99
4	5	896,32	2,54	0,38	2557,84	2557,46	PVC	2560,50	2560,83	2,66	3,37	2,51	0,321	0,99	0,54	0,78	0,66	0,82	2557,17	2556,79	2557,99	2557,61
5	6	958,21	2,72	0,54	2557,32	2556,78	PVC	2560,83	2561,30	3,51	4,52	2,69	0,369	0,99	0,56	1,23	0,76	0,87	2556,65	2556,11	2557,52	2556,98
6	110	958,21	2,72	0,04	2556,73	2556,69	PVC	2561,30	2561,30	4,57	4,61	2,73	0,380	1,00	0,00	0,00	0,76	0,90	2556,06	2556,02	2556,96	2556,92
8	9	71,23	1,12	0,26	2559,80	2559,54	PVC	2561,22	2560,81	1,42	1,27	0,88	0,04	0,79	0,13	0,16	0,18	0,18	2559,52	2559,26	2559,70	2559,44
9	10	72,86	1,15	0,26	2559,24	2558,98	PVC	2560,81	2560,42	1,57	1,44	1,00	0,05	0,87	0,16	0,19	0,19	0,21	2558,96	2558,70	2559,17	2558,91
10	2	254,09	2,47	0,18	2558,70	2558,52	PVC	2560,42	2560,42	1,72	1,90	2,28	0,26	0,93	0,30	0,65	0,79	0,49	2558,34	2558,16	2558,83	2558,65
27	5	133,03	2,10	0,49	2559,50	2559,01	PVC	2560,98	2560,83	1,48	1,82	0,760	0,029	0,362	0,047	0,057	0,46	0,07	2559,22	2558,72	2559,29	2558,79
35	36	97,15	1,53	0,36	2560,00	2559,64	PVC	2561,20	2560,91	1,20	1,27	1,20	0,07	0,78	0,15	0,18	0,24	0,20	2559,72	2559,36	2559,92	2559,56
36	37	108,62	1,71	0,45	2559,50	2559,05	PVC	2560,91	2560,64	1,41	1,59	1,39	0,10	0,81	0,17	0,21	0,31	0,24	2559,22	2558,77	2559,45	2559,00
37	11	212,59	2,07	0,21	2558,80	2558,59	PVC	2560,64	2560,52	1,84	1,93	2,12	0,23	1,03	0,33	0,82	0,39	0,53	2558,44	2558,23	2558,97	2558,76
11	4	212,59	2,07	0,13	2558,19	2558,06	PVC	2560,52	2560,50	2,33	2,44	2,13	0,23	1,03	0,33	0,83	0,39	0,54	2557,83	2557,70	2558,37	2558,24