

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL - SEDE JAÉN



**ANÁLISIS DE LA EFICIENCIA DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO,
CASERÍO SANTA CLARA - DISTRITO DE ARAMANGO - PROVINCIA DE
BAGUA**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Presentado por:

BACHILLER: ROMMEL ALFONSO SANDOVAL SÁNCHEZ

ASESOR: ING. WILLIAM PRÓSPERO QUIROZ GONZALES

JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ

2014

COPYRIGHT © 2014 by

ROMMEL ALFONSO SANDOVAL SÁNCHEZ

Todos los derechos reservados

DEDICATORIA

A DIOS Y A LA VIRGEN MARÍA

Gracias a Dios por haberme regalado la vida y permitirme ser parte de una familia sólida y unida.

A Santa María por guiarme cada instante en el camino del Señor Jesús.

A MIS PADRES

Quienes sabiamente me supieron guiar en la vida, siendo parte de mis planes, éxitos, alegrías y tristezas.

A MIS HERMANOS

Por las enseñanzas que cada día recibo de ellos y por el ímpetu de seguir luchando en el arduo camino de la vida.

A MIS ABUELITOS Y TIOS

Quienes me brindaron su apoyo en cada instante de mi vida.

AGRADECIMIENTO

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Que a través de sus docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, logre los conocimientos necesarios para brindar un servicio profesional a la comunidad cajamarquina y peruana

AL ASESOR

Ing. William Quiroz Gonzales

Por su paciencia y sabios consejos para poder encaminar positivamente esta tesis

A todos los profesionales y docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil que de alguna u otra manera aportaron con su conocimiento y experiencia para realizar esta tesis

ÍNDICE

Contenido	Págs.
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO	iv
ÍNDICE	v
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
LISTA DE ABREVIACIONES	ix
RESUMEN	x
ABSTRACT	xi
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	12
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	14
2.1 Antecedentes teóricos de la investigación	14
2.1.1 Internacionales	14
2.1.2 Nacionales	15
2.1.2 Locales	17
2.2 Bases teóricas	17
2.3 Definición de terminos básicos	40
CAPÍTULO III. MATERIALES Y METODO	43
3.1 Ubicación Geográfica	43
3.2 Ubicación Política	43
3.3 Aspectos socioeconómicos	45
3.4 Tiempo de la investigación	45
3.5 Materiales	45
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	55
4.1 Analisis	55
4.2 Discusión	75

4.3 Contratación de la hipótesis.	76
CAPÍTULO V.CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	77
5.1 Conclusiones	77
5.2 Recomendaciones	78
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	79
ANEXO A	81
ANEXO B	85
ANEXO C	87

ÍNDICE DE TABLAS

Tablas.	Págs
Tabla 1. Separación máxima en función del diámetro de las tuberías.	22
Tabla 2. Dotación en base a la ubicación del proyecto por región.	28
Tabla 3. Dotación en función al clima y la situación socioeconómica.	29
Tabla 3. Velocidades máximas y mínimas permisibles.	37
Tabla 5. Diámetro y material de la tubería.	57
Tabla 6. Estado de las cajas domiciliarias de desagüe.	58
Tabla 7. Altura de buzones.	59
Tabla 8. Canaleta de buzones.	60
Tabla 9. Enlucidos de buzones.	61
Tabla 10. Estado del buzón.	62
Tabla 11. Calculo de la red de alcantarillado sanitario calle Principal y Junín.	67
Tabla 12. Calculo de la red de alcantarillado sanitario calle Principal y Junín.	68
Tabla 13. Calculo de la red de alcantarillado sanitario calle La Palma y Principal.	69
Tabla 14. Calculo de la red de alcantarillado sanitario Calle la Palma y Principal.	70
Tabla 15. Calculo del desnivel, pendiente y diámetro.	71
Tabla 16. Calculo de la velocidad, caudal a tubo lleno y relación hidráulica.	72
Tabla 17. Calculo de los parámetros hidráulicos.	73
Tabla 18. Verificación de la velocidad mínima y tensión tractiva.	74

ÍNDICE DE FIGURAS

Figuras	Págs.
Figura 1. Esquema de un alcantarillado perpendicular sin interceptor.	20
Figura 2. Esquema de un alcantarillado perpendicular con interceptor.	20
Figura 3. Sistema en bayoneta.	21
Figura 4. Formas típicas de pozos de inspección.	23
Figura 5. Posibles formas de unión en la cañuela del pozo de inspección.	23
Figura 6. Localización de las cámaras de caída.	24
Figura 7. Estructura de una tubería para alcantarillado.	25
Figura 8. Trazado de la red conforme a la orientación del flujo	25
Figura 9. Planteamiento para la obtención de la pendiente de una tubería.	38
Figura 10. Delimitación del área de estudio.	44
Figura 11. Porcentaje de estado de las cajas domiciliarias de desagüe.	58
Figura 12. Porcentaje de altura que presenta los buzones.	59
Figura 13. Porcentaje de canaletas que presenta los buzones	60
Figura 14. Porcentaje de enlucidos de los buzones.	61
Figura 15. Porcentaje de estado de los buzones.	62
Figura 16. Calle principal tramo Bz 11- Bz 12.	82
Figura 17. Verificación de enlucido y canaleta del buzón Bz 04.	82
Figura 18. Medición de altura de buzón Bz 12.	83
Figura 19. Verificación del estado del buzón Bz 18.	83
Figura 20. Inspección de caja domiciliaria de desagüe	84
Figura 21. Nivel topográfico para determinar los desniveles	84
Figura 22. Curvas y parámetros hidráulicas en tubería	87
Figura 23. Programa para hallar los parámetros hidráulicos	87

LISTA DE ABREVIACIONES

PVC :	Policloruro de vinilo
INEI :	Instituto Nacional de Estadística e Informática
DIGESA :	Dirección General de Salud Ambiental
RNE :	Reglamento Nacional de Edificaciones
OS :	Obras de Saneamiento

RESUMEN

El estudio se realizó en el caserío Santa Clara, Distrito de Aramango, Provincia de Bagua, Departamento de Amazonas para analizar la eficiencia del sistema de alcantarillado. El no contar con un sistema eficiente de evacuación de aguas residuales limita el consumo de agua potable, aun contando con un buen sistema de abastecimiento. Por ello los beneficios atribuibles al sistema de abastecimiento de agua potable, estarán limitados por las molestias ocasionadas por deshacerse del agua residual, así como la detección de fallas que afectan su óptimo funcionamiento de los componentes del sistema de alcantarillado. El objetivo general del estudio es analizar la eficiencia del sistema de alcantarillado, caserío Santa Clara-Distrito de Aramango-Provincia de Bagua y sus objetivos específicos son: evaluar los componentes que influyen en su funcionamiento y determinar los parámetros hidráulicos de la red de alcantarillado. El método empleado fue descriptivo y de corte transversal. De los resultados obtenidos se puede mencionar que el sistema de alcantarillado no demuestran deficiencias en la mayoría de los tramos analizados del cumplimiento de las normas vigentes del RNE y los componentes que influyen en su funcionamiento se encuentra en buen estado. Confirmándose la hipótesis del estudio que el sistema de alcantarillado del caserío Santa Clara es eficiente. Finalmente, se debe garantizar que las velocidades y pendientes no sean demasiadas bajas como para producir sedimentación, ocasionando costos de mantenimiento elevados.

Palabras claves: Eficiencia, agua residual, óptimo, eficiente.

ABSTRACT

The study was conducted in the village of Santa Clara District Aramango province of Bagua, Department of Amazonas to analyze the efficiency of the system alcantarillado . Not having an efficient system of sewage disposal limits the consumption of drinking water, even with a good supply system . Therefore the benefits attributable to the system of water supply will be limited for the inconvenience caused by disposing of wastewater, as well as the detection of faults affecting optimum performance of the components of the sewage system . The overall objective of the study is to analyze the efficiency of the sewer system , hamlet Santa Clara - Aramango District - Province of Bagua and their specific objectives are : To evaluate the components that influence their operation and determine the hydraulic parameters of the sewer .The method used was descriptive and cross-sectional .In the results can mention that drains do not show deficiencies in most studied areas of compliance with the applicable rules of RNE and components that influence their operation is in good condition . Confirming the hypothesis which drains the hamlet Santa Clara is efficient. Finally, we must ensure that the speeds and slopes are not too low to produce sedimentation, causing high maintenance costs .

Keywords : Efficiency, residual water , optimal , poor water.

CAPITULO I. INTRODUCCION

En el país el sistema de alcantarillado es un servicio en progreso ya que muchos sectores que por la falta de recursos, aún carecen de dicho servicio por lo que hay un constante proceso de planificación, diseño y construcción de sistemas de alcantarillado , para mejorar el estilo de vida de la población y aumentar el desarrollo poblacional de la misma . El alcantarillado, tiene como su principal función la conducción de aguas residuales y pluviales hasta sitios donde no provoquen daños e inconvenientes a los habitantes de poblaciones de donde provienen o a las cercanas

La presente tesis referido a la “Análisis de la eficiencia del sistema de alcantarillado, caserío Santa Clara-Distrito de Aramango-Provincia de Bagua”, responde a una necesidad que nace a partir de la problemática identificada entonces ¿Cuál es la eficiencia del sistema de alcantarillado del caserío Santa Clara – distrito de Aramango Provincia de Bagua?, los problemas que pueden producirse por un inadecuado servicio del sistema de alcantarillado pueden brindar, implicaría una mala calidad de vida impidiendo el normal desarrollo de la población beneficiaria , los problemas de olores suelen producirse en redes de alcantarillado, especialmente en climas cálidos, en aquellas zonas en que la velocidad del flujo es muy baja, cuando las distancias o los tiempos de recorrido son largos, cuando las alcantarillas fluyen a sección llena y cuando las redes de alcantarillado no tienen velocidades que procuren la autolimpieza de las mismas o cuando están mal mantenidas.

Debido a la importancia de contar con sistema de alcantarillado que funcione en su máxima eficiencia y condición es esencial para el bienestar de la

población, al estudiar las causas que podrían llevar en su desmedro, surge la idea de estudiar la eficiencia del sistema de alcantarillado en el caserío Santa Clara. Y también como preocupación de obtener información confiable respecto al tema. El objetivo general de la investigación es analizar la eficiencia del sistema de alcantarillado, caserío Santa Clara-Distrito de Aramango-Provincia de Bagua. Y sus objetivos específicos son: evaluar los componentes que influyen en su funcionamiento y determinar los parámetros hidráulicos de la red de alcantarillado. La hipótesis planteada en la investigación es que la eficiencia del sistema de alcantarillado, caserío Santa Clara, debido que la velocidad mínima del flujo está dentro del rango mínimo establecida en el RNE: Norma OS. 070 redes de aguas residuales, garantizando el desalojo de aguas negras, es eficiente. Teniendo como variables independientes factores que influyen en su funcionamiento y la eficiencia del sistema de alcantarillado.

En nuestro medio la falta de estudios respecto nivel eficiencia del sistema de alcantarillado , ha traído consigo que no se esté optimizando su uso, por lo que el presente estudio busca proponer recomendaciones que permitan mejorar el nivel eficiencia del sistema de alcantarillado ,caserío Santa Clara. La investigación será un aporte para que los usuarios, Municipalidad distrital de Aramango y organismos encargados de comité de agua y desagüe de administrar estos servicios asuman nuevas políticas que direccionen hacia la sostenibilidad de estos servicios.

El presente investigación tiene cinco capítulos, capítulo I se analizara el contexto del área de estudio, el capítulo II comprende un estudio bibliográfico para desarrollar el marco teórico, el capítulo III los métodos e instrumentos aplicados, el capítulo IV, se enmarca en el análisis e interpretación de los resultados, el capítulo V para concluir se procederá a deducir las conclusiones y recomendaciones pertinentes, basadas en la investigación de este trabajo.

CAPITULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

2.1.1 Internacionales

Plazas (2007), en su estudio análisis del sistema de alcantarillado sanitario para el barrio Villa Carol ubicado en el municipio de garzón (Huila). Se concluye: el diámetro que se adoptó para la tubería del alcantarillado de acuerdo con el diseño fue de 8", este diámetro es el mínimo permitido por el RAS para un sistema convencional de alcantarillado, de esta manera no presentara ningún problema en su funcionamiento. Los colectores del sistema podrán transportar los gastos máximos de aportación a velocidades que varían en un rango 0,37 m/s hasta 0,97 m/s lo cual garantiza el desalojo de aguas negras eficiente sin restricciones en la tubería por sedimentación ni desgaste de la misma por un exceso de velocidad.

Quijada (2004), sostiene el diseño del sistema de alcantarillado sanitario de la Colonia las Brisas, en la Ciudad de Chiquimula, es eficiente ya que permitirá evacuar adecuadamente las aguas residuales provenientes de las viviendas y otras edificaciones, y así alcanzar condiciones de desarrollo y mejorar el nivel de vida de sus habitantes, la determinación de los criterios de diseño y cálculo, así como los materiales a emplear, se eligen principalmente por normas de construcción y por los recursos locales disponibles que permitan el buen funcionamiento del sistema por más de 20 años.

Vargas (2006), en su estudio. Diagnóstico del sistema de alcantarillado del Municipio de San Juan del Cesar-. Se concluye: de las 747 cámaras existentes, 59 están selladas, 90 cámaras están inundadas, 174

sedimentadas. Tienen la tapa buena 589, 31 están malas, 72 cámaras no tienen tapa, 55 no fueron observadas. La cañuela de 144 cámaras esta buena, 114 están malas, 145 no tienen cañuela y 344 no se pudo observar la cañuela. El 36,04%, equivalente a una longitud de 29,671 m., son tramos con capacidad hidráulica y cumplen la fuerza tractiva para aguas residuales, lo que implica que estas redes pueden seguir funcionando, sin que tengan mayores inconvenientes para su funcionamiento, siempre y cuando sean tramos de tubería construidos en los últimos dos años.

Rivero (1994), Concluye lo siguiente: En el mismo se estudia la posibilidad de rehabilitación de las tuberías de aguas servidas, el cual consiste básicamente en el revestimiento interno de las tuberías dañadas en un sector de la ciudad de Puerto Cruz; Sin embargo cuando las tuberías no permiten la utilización de revestimientos debido a que están totalmente destruidas o han llegado al término de su capacidad, se hace necesario la sustitución de las mismas por otras que cumplan con un nuevo periodo de diseño.

Castillo (2009), en su estudio evaluación de la dotación para el diseño de acueductos y alcantarillados para municipios colombianos tomando como base búsqueda el Municipio de Muzo. Concluye: la evaluación de las estimaciones de dotaciones de agua por los métodos de cálculo utilizados en la investigación dan como conclusión que la dotación de agua de un sistema de acueducto para un municipio debe estar ligado a las características propias de la población sumado a parámetros de cálculo tales como nivel de complejidad del sistema, población y clima.

2.1.2. Nacionales

Andes (2007), afirma que la determinación del estado de las redes de alcantarillado y su necesidad o no de ser sometidas a renovación /rehabilitación teniendo en cuenta su comportamiento hidráulico, la posibilidad de la que toma de decisiones relacionada con el mantenimiento correctivo anticipado o reposición total de tramos de la red de alcantarillado de la ciudad se haga la con metodologías económicas, la metodología usada

se basó en mediciones de calidad y cantidad de agua como indicadores del estado de las redes ,ya que las prácticas de ingeniería han llevado a relacionar los aumentos rápidos y excesivos de los caudales de infiltración con el momento de ejecutar actividades tendientes al mantenimiento correctivo (rehabilitación) o cambio total (renovación) de las redes de alcantarillado.

Gonzales (2010), en su estudio la realización del software para el diseño o revisión de un tramo de alcantarillado con base en sus condiciones de operación: sostiene una red de alcantarillado está compuesta de varios elementos, se deben analizar cada uno de ellos por separado para simplificar el cálculo pero siempre considerando que forman parte de un conjunto mayor, y que su correcta labor depende del buen funcionamiento de sus partes, además cubre los conceptos de comportamiento del flujo y aplicación de la normatividad vigente, por lo que sienta las bases para un trabajo futuro de complementación e integración.

Ramírez (2010), en sus estudio aguas Residuales, Lluvias y su relación con la calidad de vida de los habitantes del Caserío El Porvenir del Cantón Mocha”. concluye : con el mejoramiento del sistema de alcantarillado sanitario se lograra evacuar de manera adecuada las aguas residuales generadas por los moradores del caserío Capulispamba y barrio la Alegría, logrando reducir las enfermedades gastrointestinales que se generan por la mala eliminación de aguas residuales. Se brindara un servicio que elevara la “calidad de vida” de los moradores de sector.

Santamaría (2005), en su estudio evaluación de la red de alcantarillado sanitario del corregimiento de la mesa – cesar. Concluye: a partir de los parámetros planteados por el reglamento de agua potable y saneamiento básico, se determinaron datos como nivel de complejidad de la población, periodo de diseño y coeficientes propios de los cálculos realizados para el evaluación de la red. Y el diseño de las redes de alcantarillado se realizó por medio del método convencional, el cual contempla todas las exigencias y especificaciones dadas en la normatividad vigente. La disposición final de los

residuos evacuados por las redes de alcantarillado se podrá hacer a una laguna de oxidación cercana a la población.

2.1.3. Locales

Lorenzetti (2008) en su estudio. Propuesta de un programa de mantenimiento preventivo para la manutención, limpieza y recuperación hidráulica de las tuberías de alcantarillado sanitario Las obstrucciones en una tubería son consecuencia de que exista un tramo de colector taponeado por algún objeto extraño que impide el normal flujo del agua ocasionando el represamiento de las tuberías. A su vez las consecuencias que se presentan ocasionados por la reducción del diámetro interior del tubo (pérdida de capacidad) son los represamientos, aniegos, filtraciones y colapsos; los cuales ponen en peligro la salud humana y el medio ambiente debido a que pueden ocasionar epidemias de roedores; así como también enfermedades dermatológicas e infecto contagiosas en la población.

Valenzuela, (2009) en su estudio "Análisis del sistema de Alcantarillado para la comunidad Hualcanga del Cantón Quero de la Provincia de Tungurahua afirma: para un mejor rendimiento de las redes de alcantarillado durante su tiempo de vida, es necesario contar antes con unos buenos estudios de suelos y geografía del lugar, para así obtener un estudio adecuado.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Sistema de Aguas Negras

El sistema de alcantarillado consiste en una serie de tuberías y obras complementarias, necesarias para recibir y evacuar las aguas residuales de la población. Estas aguas consisten en residuos líquidos producidos en residencias, establecimientos comerciales e instituciones; residuos líquidos descargados por industrias, y cualquier agua subterránea, superficial o de lluvia que entre a las alcantarillas. Al igual que en diseños de agua potable, se deben seleccionar periodos apropiados de diseño y determinar la tasa de

flujo que se va a usar para los diferentes componentes del sistema de alcantarillado.

Las alcantarillas son diseñadas para un periodo indefinido ya que, al igual que los sistemas de distribución de agua, tiene larga duración y es costoso remplazarlas. Por tal razón, son diseñadas para proveer el máximo desarrollo. El flujo en alcantarillas es aquel que se da a través de conductos libres mediante el establecimiento previo de una pendiente longitudinal adecuada, de tal manera que su funcionamiento sea por gravedad. (López, 2006)

2.2.2 Sistemas de Alcantarillados

2.2.2.1 Sistemas convencionales

Los alcantarillados convencionales son los sistemas tradicionales utilizados para la recolección y transporte de aguas residuales o lluvias hasta los sitios de disposición final, estos son:

a) Alcantarillado combinado

En el que las aguas residuales y pluviales son recolectadas y transportadas por el mismo sistema. (López 2006)

b) Alcantarillado separado

La recolección y transporte de las aguas residuales y pluviales se hace mediante sistemas independientes; es decir, alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial. (López 2006)

2.2.2.2 Sistemas no convencionales

Debido a que los alcantarillados convencionales usualmente son sistemas de saneamiento costosos, especialmente para localidades con baja capacidad económica, en las últimas décadas se han propuesto sistemas de menor costo, alternativos al alcantarillado convencional sanitario, basados en consideraciones de diseño adicionales y en una mejor tecnología disponible

para su operación y mantenimiento. Los sistemas no convencionales pueden constituir alternativas de saneamiento cuando, partiendo de sistemas in situ, se incrementa la densidad de población. (López 2006)

2.2.3 Clasificación de las tuberías

2.2.3.1 Laterales o iniciales

Reciben únicamente de los desagües provenientes de los domicilios

2.2.3.2 Secundarias

Reciben el caudal de dos o más tuberías iniciales

2.2.3.3 Colector secundario

Recibe el desagüe de dos o más tuberías secundarias

2.2.3.4 Colector principal

Capta el caudal de dos o más colectores secundarios

2.2.3.5 Emisario final

Conduce todo el caudal de aguas residuales o lluvias a su punto de entrega, que puede ser una planta de tratamiento o un vertimiento a un cuerpo de agua, como un río, un lago o el mar.

2.2.3.6 Interceptor

Es un colector colocado paralelamente a un río o canal

2.2.4 Disposición de la red de alcantarillado

No existe una regla general para la disposición de la red del alcantarillado, ya que esta se debe ajustar a las condiciones físicas de cada población. Se presentan algunos esquemas que pueden ser utilizados como guías. (López 2006)

2.2.4.1 Sistema perpendicular sin interceptor

Es un sistema que puede ser utilizado para alcantarillado pluvial, ya que sus aguas pueden ser vertidas a una corriente superficial en cercanías de la población sin que exista riesgo para la salud humana ni deterioro de la calidad del cuerpo receptor. (López 2006)

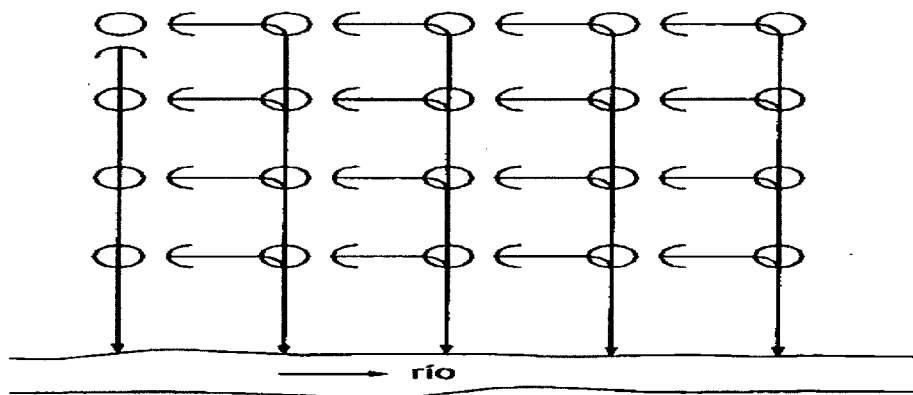


Figura 1. Esquema de un alcantarillado perpendicular sin interceptor

2.2.4.2 Sistema perpendicular con interceptor

Este sistema es utilizado para alcantarillados sanitarios. El interceptor acumula el caudal de aguas residuales de la red y lo transporta a una planta de tratamiento o vierte el caudal a la corriente superficial aguas debajo de la población para evitar riesgos contra la salud humana. (López 2006)

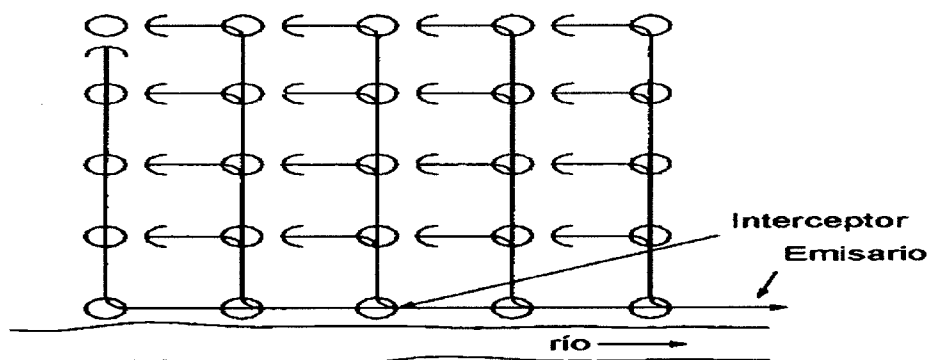


Figura 2 Esquema de un alcantarillado perpendicular con interceptor

2.2.4.3. Sistema en bayoneta

Este sistema puede emplearse para alcantarillados sanitarios en donde existan terrenos muy planos y velocidades muy bajas.

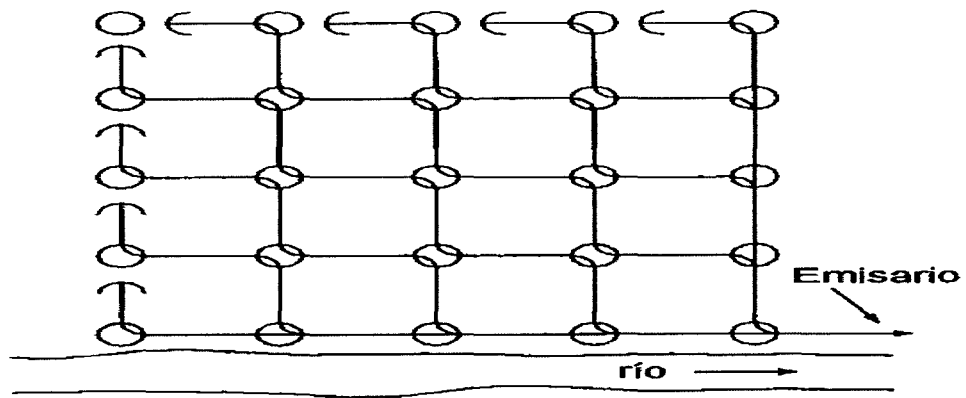


Figura 3. Sistema en bayoneta

2.2.5 Elementos de alcantarillados

La red de alcantarillado, además de los colectores o tuberías, está constituida por otras estructuras hidráulicas diseñadas para el correcto funcionamiento del sistema. Fuente: (López 2006)

2.2.5.1 Pozos de inspección (“buzones”)

Los buzones de inspección se usan cuando la profundidad sea mayor de 1,0 m sobre la clave de la tubería. Se proyectarán cámaras de inspección en todos los lugares donde sea necesario por razones de inspección, limpieza y en los siguientes casos:

- En el inicio de todo colector.
- En todos los empalmes de colectores.
- En los cambios de dirección.
- En los cambios de pendiente.
- En los cambios de diámetro
- En los cambios de material de las tuberías
- En los cambios de diámetro

Debido a variaciones de pendiente o aumento de caudal, las cámaras de inspección se diseñarán de manera tal que las tuberías coincidan en la clave, cuando el cambio sea de menor a mayor diámetro y en el fondo cuando el cambio sea de mayor a menor diámetro.

El diámetro interior de los buzones de inspección será de 1,20 m para tuberías de hasta 800 mm de diámetro y de 1,50 m para las tuberías de hasta 1200 mm. Para tuberías de mayor diámetro las cámaras de inspección serán de diseño especial. Los techos de los buzones contarán con una tapa de acceso de 0,60 m de diámetro.

La distancia entre cámaras de inspección y limpieza consecutivas está limitada por el alcance de los equipos de limpieza. La separación máxima depende del diámetro de las tuberías. RNE (2006)

Tabla 1. Separación máxima en función del diámetro de las tuberías.

Diámetro nominal de tubería (mm)	Distancia máxima (m)
100	60
150	60
200	80
250 a 300	100
Diámetro mayores	150

RNE (2006)

El pozo de inspección puede constituirse en mampostería o concreto, en el sitio o prefabricado y sus dimensiones están estandarizadas, por lo general, tiene diversas formas geométricas. Tiene formas geométricas y consta generalmente de los siguientes elementos.

2.2.5.1.1 Tapa de acceso

Tiene con fin permitir el acceso para la realización de labores de limpieza y mantenimiento general de las tuberías, así para proveer el sistema de una adecuada ventilación, para cual tiene varios orificios. Su diámetro generalmente es de 60 cm y puede ser hierro fundido o concreto. (López 2006)

2.2.5.1.2 Cilindro

Es el cuerpo principal del pozo de una altura variable, según la profundidad de las tuberías concurrentes. Las paredes tienen típicamente un espesor de 20 cm y puede alcanzar profundidades hasta 4 m. el diámetro del cilindro ha de ser mínimo 1,20 m y depende del diámetro de la tubería de salida. (López 2006)

2.2.5.1.3 Reducción cónica

Elemento ubicado entre la tapa y el cilindro que permite la conexión estructural de estos elementos de diámetro diferente. (López 2006)

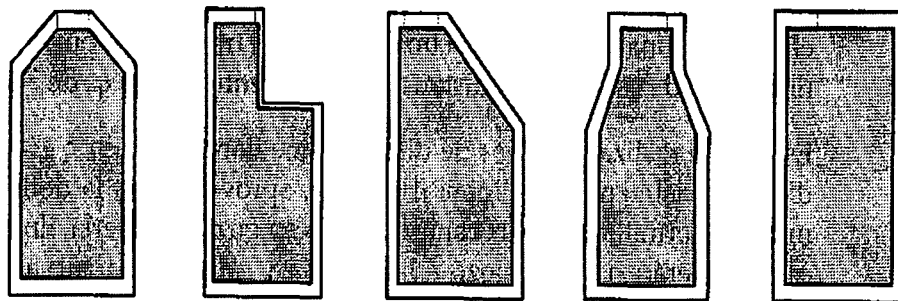


Figura 4. Formas típicas de pozos de inspección

2.2.5.1.4 Cañuela

Es la base del cilindro se localiza la cañuela. La cual es un canal semicircular en concreto, encargado de hacer la transición de flujo entre las tuberías entrantes y el colector siguiente, de acuerdo con el régimen de flujo en ellas y las pérdidas de energía ocasionadas por la unión. (López 2006)

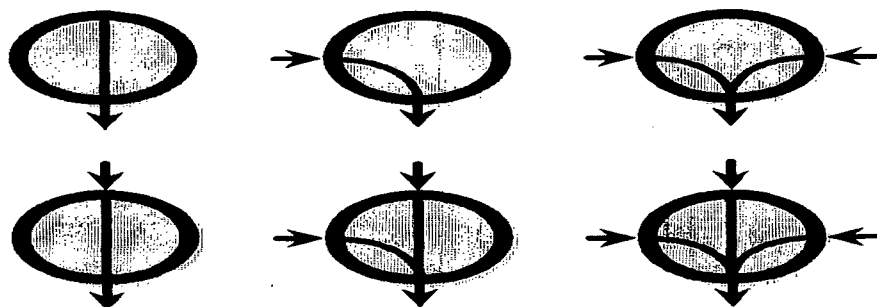


Figura 5. Posibles formas de unión en la cañuela del pozo de inspección

2.2.5.1.5 Cámaras de caída

Las cámaras de caídas son estructurales para realizar la unión de colectores en alcantarillados de alta pendiente, con el objeto de evitar velocidades superiores a la máxima permitida y posible erosión de la tubería. En las cámaras de inspección en que las tuberías no lleguen al mismo nivel, se deberá proyectar un dispositivo de caída cuando la altura de descarga o caída con respecto al fondo de la cámara sea mayor de 1 m. (RNE 2006)

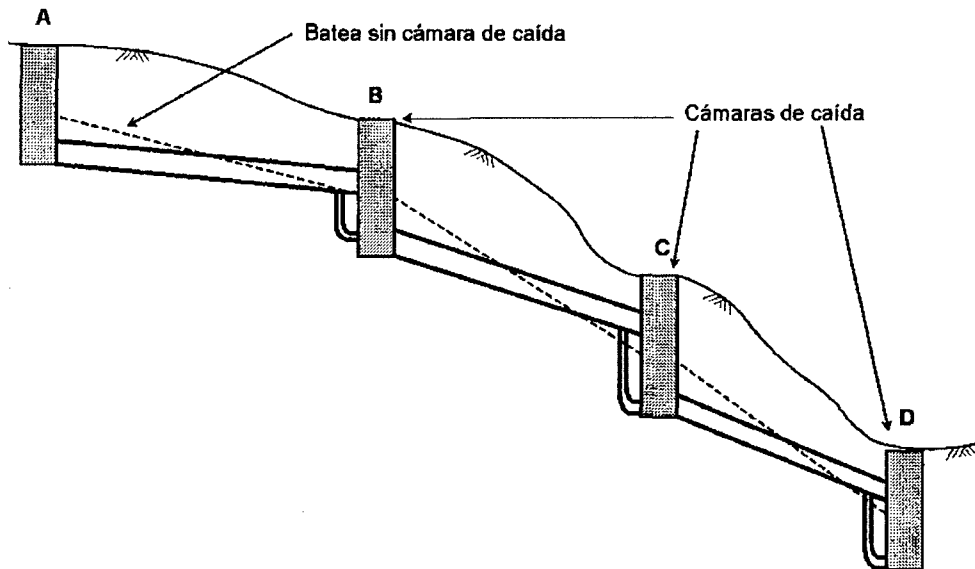


Figura 6. Localización de las cámaras de caída

2.2.5.1.6 Conexiones domiciliarias

Una conexión domiciliaria es el colector que es de propiedad particular de los usuarios que conduce el agua residual de una edificación hasta una red colectora. La conexión existente entre el colector domiciliario y la red debe ser hermética, a fin de evitar fugas, y a su vez debe contar con una pendiente mínima que permita la descarga de las aguas. (Sánchez 2001)

2.2.6 Materiales de las Tuberías

Generalmente para la construcción de los sistemas de alcantarillados se utiliza (PVC). (Sánchez 2001)

2.2.6.1 Tuberías de Plástico

Dichas tuberías son fabricadas utilizando como principal materia prima

materiales termoplásticos, conocidos normalmente como polímeros de cloruro y vinilo (PVC) y se obtienen mediante el proceso de extrusión a alta presión. A su vez las tuberías de PVC poseen grandes ventajas como resistencia química, hermeticidad, ligereza, impermeabilidad, pared interior lisa, larga vida útil, etc. lo cual permite que sean utilizadas en los alcantarillados con iguales condiciones de pendiente y diámetros requeridos. (Sánchez 2001)

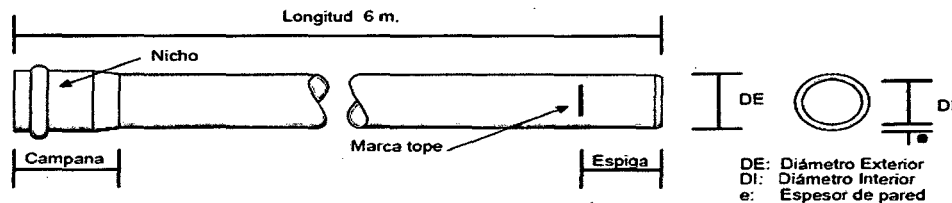


Figura 7. Estructura de una Tubería para Alcantarillado

2.2.7 Determinación del sentido de flujo.

Una vez ubicada la red y los pozos de registros se determinan el sentido del flujo de las aguas residuales, esto se hace con la ayuda de los perfiles de las calles, avenidas y pasajes. Se debe procurar proyectar la tubería considerando la misma pendiente del terreno pero en casos que la topografía no lo permita se debe proyectar en sentido contrario. (Tchobanoglous 1995)

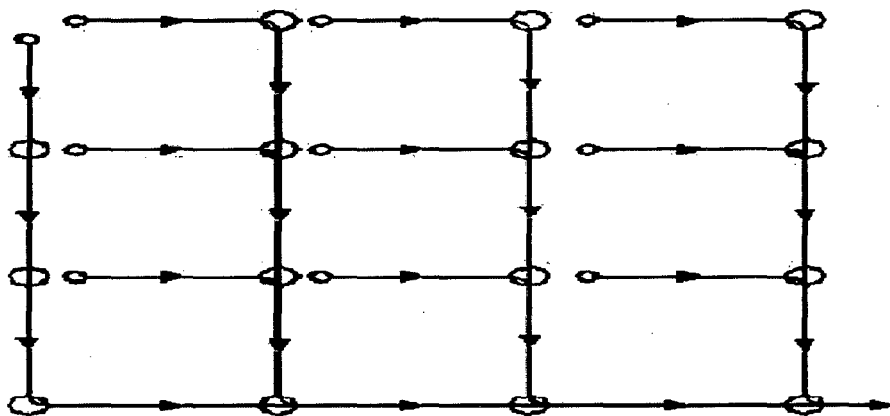


Figura 8. Trazado de la red conforme a la orientación del flujo

2.2.8 Numeración de cámaras de inspección

Las cámaras de inspección deben numerarse a partir de aguas arriba hacia aguas abajo. La numeración de las cámaras se inicia con el colector principal o interceptor en el sentido de flujo desde el punto de cota más elevada hasta

la cota más baja además cada tramo recibe su correspondiente numeración. Posteriormente se numeran las cámaras y tramos que interceptan al colector principal durante su recorrido.

2.2.9 Principales Problemas de un Sistema de Alcantarillado

Los problemas más frecuentes que se pueden encontrar dentro de la totalidad de una tubería que conforma un sistema de alcantarillado están dados por obstrucciones, pérdida de capacidad, roturas y malos olores.

Dichas obstrucciones se producen cuando un tramo de colector es taponado por algún objeto o por la acumulación de sólidos que impiden de forma total o parcial el normal flujo de las aguas dentro de los desagües, y generan como consecuencia el represamiento de los mismos. Estas se dan generalmente por el arrojo de materiales por la boca de los buzones los cuales pueden encontrarse sin tapa o con las tapas deterioradas (rotas) o por la sedimentación que ocurre por la poca velocidad de arrastre dentro del tubo. (Tchobanoglous 1995)

2.2.10 Bases de Diseño

2.2.10.1 Periodo de diseño

Es el tiempo durante el cual un sistema de alcantarillado puede funcionar sin ningún inconveniente o necesidad de ampliaciones u obras considerables de reposición, el período de diseño se basa en condiciones futuras, calculando la posible población que tendrá en ese entonces; lo cual influirá en la cantidad de agua que se consumirá y por ende en incremento de las aguas servidas.

Debido a los factores mencionados, se estima que el período adoptado para el estudio de ésta red de alcantarillado es de 20 años, que es un parámetro recomendado en la mayoría de casos. (Segovia 2008)

2.2.10.2 Población de Estudio

La cantidad de alcantarillado sanitario que se construirá o analizara en un pueblo, una comunidad, etc. Depende de la población beneficiada y de su

distribución espacial. Además, se tendrá que tomar en cuenta que el número de habitantes por vivienda y la densidad de ocupación, generalmente, tienen relación directa con el nivel de ingresos de la comunidad. El estudio de alcantarillado sanitario se deberá entender, no como un servicio público independiente, sino como un componente del proceso de desarrollo urbano. (Segovia 2008)

2.2.10.3 Crecimiento de la población

Debido al constante desarrollo y crecimiento poblacional, este factor influye mucho en el diseño de una red de alcantarillado debido a que la población es el factor importante que se debe tomar en consideración para estimar un posible período de durabilidad de la red de alcantarillado. (Segovia 2008)

2.2.10.4. Tasa de crecimiento poblacional

Este es un parámetro que ayuda a identificar la magnitud con la que la población puede crecer o decrecer al transcurrir del tiempo. (Segovia 2008)

2.2.10.5 Población futura

Es de gran importancia conocer la cantidad de personas que habitan en la zona estudiar, no se recomienda predecir la dirección que crecerá una comunidad, ni tampoco pronosticar la extensión de la comunidad a un período de diseño estimado.

En este parámetro interviene el modelo o método matemático adoptado y la tasa de crecimiento poblacional conjuntamente con el período de diseño. (Segovia 2008)

2.2.10.6 Densidad poblacional

Constituye el número de personas que habitan en una extensión de una hectárea. La densidad poblacional se puede medir en habitantes por hectárea, varía mucho en las poblaciones de acuerdo con la magnitud y con el tiempo; pues una zona residencial en el futuro puede transformarse en comercial o industrial. (Segovia 2008)

2.2.10.7 Áreas tributarias

La determinación del área de drenaje debe hacerse de acuerdo con el plano topográfico de la población en estudio y el trazado de la red. (Segovia 2008)

2.2.11 Análisis de caudal

2.2.11.1 Dotación

La dotación es la cantidad de agua que consume un poblador por día, la cual depende de la región o zona donde se encuentra

Los principales factores que afectan el consumo de agua son: el tipo de comunidad, factores económicos y sociales, factores climáticos y tamaño de la comunidad.

Los factores económicos y sociales de una población pueden evidenciarse a través del tipo de vivienda, siendo importante la variación de consumo de agua por el tipo y tamaño de la construcción.

a) Dotación en base a la ubicación del proyecto de agua potable rural y urbano marginal

Dotaciones de consumo en función a la región geográfica donde se ubica el usuario.

Tabla 2. Dotación en base a la ubicación del proyecto por región

Región	Dotación: Lt/hab/día
Costa	
Norte	70
Sur	60
Sierra (1000 a 2000 hab)	
Frío	80
Templado	100
Selva	70

Fuente: Agüero (1997)

b) Dotación en función a la temperatura y del desarrollo socioeconómico

En función a las condiciones de desarrollo socioeconómica y de las condiciones del clima presentan propuestas de dotación de servicio de agua.

Tabla 3. Dotación en función al clima y la situación socioeconómica

Condiciones	Dotación: Lt/hab./ día
Zona Rural	100 - 150
Tº menor de 20°C, poco desarrollo industrial y Comercial	180 - 200
Tº menor de 20°C, poco desarrollo industrial y Comercial	200 - 250
Desarrollo industrial y Comercial importante	250 - 300

Fuente: Arocha (2006)

2.2.11.2 Dotación Futura (Df)

Es el valor que se calcula partiendo de la dotación actual, y en la cual interviene el período de diseño. (Hernández 1998)

2.2.12 Caudal de aguas servidas

2.2.12.1 Caudal medio diario anual (Qmd)

Es el caudal promedio obtenido de un año de registros y es la base para la estimación del caudal máximo diario y del máximo horario. Este caudal expresado en litros por segundo. (Hernández 1998)

$$Q_{md} = \frac{P_f \times D_f}{86400} \quad (1)$$

Dónde:

Qmd= Caudal medio diario anual (Lt/s)

Pf = población futura (hab)

Df = Dotación futura (Lt/hab/día)

86400 = Número de segundos en un día (s)

2.2.12.2 Caudal Máximo Horario (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 K₂. RNE (2006)

$$Q_{mh} = K_2 \times Q_{md} \quad (2)$$

Dónde:

Q_{mh}= Caudal máximo horario (Lt/s)

K₂= Variación horaria (hab)

Q_{md} = (Lt/hab/día)

2.2.12.3 Variación horaria (K₂)

El coeficiente de variación horaria, es el valor resultante de la relación del consumo en la hora de máximo consumo y consumo promedio anual.

El valor del coeficiente varía entre los rango: 1,8 < K₂ < 2,6 recomendando el empleo de: K₂ = 2,60 en las zonas Urbanas. (DIGESA 2007)

Para determinar el valor de K₂, se recomienda tomar un valor comprendido entre el siguiente rango: (RNE 2006)

Población

2,000 – 10,000 habitantes = 2,50

Mayores 10,000 habitantes = 1,80

2.2.12.4 Caudal de contribución de alcantarillado (Q_d)

Corresponde al caudal debido de contribución al alcantarillado debido a la actividad doméstica. Para su cálculo deberá considerarse con un coeficiente de retorno (C) del 80 % del caudal de agua potable consumida. (RNE 2006)

2.2.12.5 Caudal de infiltración

Se recomienda 380 l/buzón/día = 0.004 l/s / buzón.

2.2.12.6 Caudal de diseño

El caudal de diseño de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario del día máximo (Q_{mh}) y caudal por el ingreso de escorrentía de lluvias a los buzones.

Este caudal es el correspondiente a las contribuciones acumuladas que llegan al tramo hasta el pozo de inspección inferior.

$$Q_d = Q_{mh} + Q(bz) \quad (3)$$

Dónde:

Q_{mh} = Caudal máximo horario.

$Q(bz)$ = caudal por el ingreso de escorrentía de lluvias a los buzones.

Cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea inferior a 1,5 Lt/s, debe adoptarse este valor como caudal de diseño. (RNE 2006)

2.2.12.7 Principios de Diseño

Las alcantarillas presentan algunos problemas especiales, ya que por lo general están cerradas, pero rara vez se diseñan para fluir llenas. Las velocidades en las alcantarillas son seleccionadas con el objeto de mantener los sólidos en el agua residual en suspensión o al menos en tracción. El tamaño de las alcantarillas sanitarias debe ajustarse para suministrar una velocidad de al menos 0,6 m/s, la cual es adecuada para mantener los granos de arena en tracción.

Comúnmente, las velocidades en alcantarillas de aguas lluvias son más altas que las producidas en alcantarillas sanitarias a causa de los sólidos relativamente gruesos que estas deben transportar.

Cualquiera que sea el material de la tubería, la velocidad máxima no debe sobrepasar el límite de 5,0 m/s, para evitar la abrasión de la tubería.

El diámetro mínimo para la red de colectores debe ser de 8 pulgadas. El diámetro mínimo para las conexiones domiciliarias es de 6 pulgadas, aunque este puede ser reducido a 4" en casos en que la conexión domiciliaria se realice con tubería PVC.

Es por ello que las tuberías de un sistema de alcantarillado se proyectan para funcionar parcialmente llenas, y sólo funcionan a sección llena en condiciones extremas. Esto lleva a considerar a las tuberías por las cuales fluye agua servida como canales, siendo éstas un ejemplo típico de canales cerrados. Un canal es una estructura que conduce un fluido por acción de la gravedad, en la cual dicho fluido expone una superficie libre a la presión atmosférica y cuyo comportamiento puede o no variar en el tiempo y en el espacio. Tomando el tiempo como criterio, el flujo puede ser permanente (estacionario) o no permanente; en el primer caso, el tirante no cambia en el intervalo de tiempo considerado, mientras que en el segundo caso existen variaciones en la profundidad del flujo. Tomando el espacio como criterio, el flujo puede ser uniforme o no uniforme (o variado); el flujo es uniforme si el tirante es constante en la sección de estudio, y se considera variado si el tirante se modifica a lo largo del canal. A su vez, el flujo variado puede ser gradual o bruscamente variado, definido por la manera en cómo cambia el tirante a lo largo del escurrimiento.

El flujo de aguas residuales es frecuentemente no uniforme debido a que las aportaciones a las atarjeas del sistema son sumamente variables. Sin embargo, en un canal prismático lo suficientemente largo, el escurrimiento tiende a hacerse uniforme, denominándosele en ese caso flujo establecido. Si además el canal tiene pendiente y rugosidad constantes, es posible considerar al flujo además como permanente, lo que permite simplificar el análisis de las condiciones en el interior de la tubería y usar las ecuaciones pertinentes

2.2.13 Propiedades hidráulicas de los Conductos Circulares

2.2.13.1 Flujo en Tuberías con Sección Llena

En el diseño de conductos circulares, se utilizan tablas, nomogramas o programas de computadora, los mismos están basados en la fórmula de Manning y relacionan la pendiente, diámetro, caudal (capacidad hidráulica) y velocidad, para condiciones de flujo a sección llena. (López 2006)

2.2.13.2 Cálculo de la velocidad a tubo lleno: (V_{LL})

La velocidad en las tuberías llenas, se calcula con la siguiente fórmula de Manning.

$$V_{LL} = (S^{1/2} R_h^{2/3}) / n \quad (4)$$

Dónde:

V_{LL} = Velocidad a tubo lleno (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad (adimensional)

R_h = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente (m/m)

Para tuberías con sección llena en función del radio hidráulico

$$R_h = D/4$$

$$V_{LL} = 0,397 \times (S^{1/2} D^{2/3}) / n \quad (5)$$

V_{LL} = Velocidad a tubo lleno (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad (adimensional)

D = diámetro (m)

S = Pendiente (m/m)

2.2.13.3 Cálculo del caudal a tubo lleno: (V_{LL})

Se calcula con la ecuación de continuidad

$$Q_{LL} = V_{LL} \times A_{LL} \quad (6)$$

Dónde:

Q_{LL} = Caudal a tubo lleno (en m³/s)

V_{LL} = Velocidad a tubo lleno del tramo en estudio (m/s)

A_{LL} = Área transversal de la tubería.

Para hallar el caudal a tubo lleno también se puede aplicar la siguiente fórmula

$$Q_{LL} = \frac{0,312 \times D^{8/3} \times S^{1/2}}{n} \quad (7)$$

Dónde:

Q_{LL} = Caudal a tubo lleno (m³/s)

n = Coeficiente de rugosidad (adimensional)

D = Diámetro de la tubería (m)

S = Pendiente de plantilla (m/m)

2.2.14 Flujo en Tuberías con Sección Parcialmente Llena

El flujo a sección llena se presenta en condiciones especiales. Se debe destacar que la condición normal de flujo en conductos circulares de alcantarillado, es a sección parcialmente llena, con una superficie de agua libre y en contacto con el aire.

Durante el diseño, es necesario determinar el caudal, velocidad, tirante y radio hidráulico, cuando el conducto fluye a sección parcialmente llena (condiciones reales). Para el cálculo es necesario utilizar las propiedades hidráulicas de la sección circular que relacionan las características de flujo a sección llena y parcialmente llena. (López 2006)

2.2.15 Calculo del tirante hidráulico (T)

Llevando este valor al Diagrama de las Propiedades Hidráulicas de las tuberías circulares para diversas profundidades de flujos (curva del banano) anexo 5 y trazando una línea vertical hasta cortar la curva 3 de caudales y luego una horizontal hasta marcar el valor en el eje de las Y. (López 2006)

2.2.16 Relaciones hidráulicas

2.2.16.1 Relación de caudales.

Para calcular la relación de caudales se divide el caudal real que transportará la tubería Q diseño acumulado (Q_d) y el caudal a tubería llena (Q_{LL}).

$$\text{Relación} = Q_d/Q_{LL} \quad (8)$$

Dónde:

Q_d = Caudal de diseño acumulado (m^3/s)

Q_{LL} = Caudal a tubería llena (m^3/s)

D = Diámetro de la tubería (m)

2.2.17 Calculo de la velocidad real (Vr)

Este valor es importante ya que si no llegamos a obtener la velocidad mínima podremos tener problemas de circulación con las aguas negras de nuestro alcantarillado sanitario.

La velocidad procede, ya que según Normas del RNE la velocidad real para tuberías de PVC debe ser: $0,60 \text{ m/s} \leq V_r \leq 5,0 \text{ m/s}$.

$$V_r = [Q_d/Q_{LL}] \times V_{LL} \quad (9)$$

R_h = Radio hidráulico (m)

V_r = Velocidad a tubo parcialmente lleno (m/seg)

n = coeficiente de manning

S = pendiente de la tubería (m/m)

2.2.18 Calculo del tirante (T)

$$T = [Q_d/Q_{LL}] \times D \quad (10)$$

Dónde:

T = Tirante a tubo Parcialmente lleno (m)

Q_d/Q_{LL} = Relación de caudales

D = Diámetro de la tubería (m)

Se debe comparar con el tirante máximo que viene ser 75% del diámetro de la tubería

$$T_{\max} = D \times 75\% \quad (11)$$

Dónde:

T_{max} = Tirante máximo

D = diámetro de la tubería.

75% = porcentaje que estará llena la tubería al final de la vida útil.

$$T < T_{\max} \quad (12)$$

2.2.19 Calculo del Área (Ar)

$$A_r = [Q_d/Q_{LL}] \times A_{LL} \quad (13)$$

Dónde:

A_r = Área a tubo Parcialmente lleno (m^2)

Q_d/Q_{LL} = Relación de caudales

A_{LL} = Área a tubo lleno (m^2)

2.2.20 Calculo Perímetro (Pr)

$$Pr = [Q_d/Q_{LL}] \times PLL \quad (14)$$

Dónde:

Pr = Perímetro a tubo Parcialmente lleno (m)

Q_d/Q_{LL} = Relación de caudales

PLL = Perímetro a tubo lleno (m)

2.2.21 Criterio de velocidad

El diseño de redes de alcantarillado se debe realizar en función de un caudal inicial (Q_i), que es el caudal máximo al inicio del estudio, y un caudal final (Q_f), que es el caudal máximo al final del periodo de diseño. A " Q_i " le corresponde la velocidad promedio mínima del flujo (V_i) y a " Q_f " la velocidad promedio máxima (V_f). El cálculo de la velocidad mínima (V_i), es para evitar la deposición excesiva de materiales sólidos, y la de la velocidad máxima (V_f), es para evitar que ocurra la acción abrasiva de las partículas sólidas transportadas por las aguas residuales. (Metcalf and Eddy, Inc. 2001)

2.2.22 Velocidades de diseño

Respecto a la velocidad, ésta no debe ser menor a 0,3 m/s, ya que cualquier valor menor reduce el efecto de la inercia que llevan en el agua sobre el peso, lo que ocasiona que las partículas discretas se asienten. La acumulación progresiva de sólidos reduce el área hidráulica, modificando las condiciones de diseño de escurrimiento. La velocidad no debe ser mayor a la permitida por el fabricante de la tubería, ya que esto originaría problemas de erosión en las paredes de la misma. (Metcalf and Eddy, Inc. 2001)

2.2.22.1 Velocidad mínima y máxima permisible

La determinación de la velocidad mínima del flujo reviste fundamental importancia, pues permite verificar la autolimpieza de las alcantarillas en las horas, cuando el caudal de aguas residuales es mínimo y el potencial de deposición de sólidos en la red es máximo. A su vez, la velocidad mínima de autolimpieza es fundamental para conducir a la minimización de las pendientes de las redes colectoras, principalmente en áreas planas, haciendo posible economizar la excavación y reducir los costos.

La práctica normal es proyectar el alcantarillado con una pendiente que asegure una velocidad mínima de 0,60 m/s, cuando el flujo de diseño se produce a sección llena (75% del diámetro de la tubería). En este caso, cuando el tirante sea menor al máximo (75% D), las velocidades serán menores de 0,60 m/s. (Metcalf and Eddy, Inc. 2001)

Tabla 4. Velocidades máximas y mínimas permisibles

Material de la tubería	Velocidad (m/s)	
	Máxima	Mínima
Concreto simple	3,00	0,30
Concreto reforzado	3,50	0,30
Acero	5,00	0,30
Fibrocemento	5,00	0,30
Polietileno	5,00	0,30
Policloruro de vinilo (PVC)	5,00	0,30

2.2.23 Criterio de la tensión tractiva

Se considera que este método es el más práctico para calcular alcantarillas que tiene en cuenta la configuración y la sección mojada del conducto. Su aplicación permite el control de la erosión, la sedimentación y la producción de sulfuros, principalmente, en zonas de topografía plana, donde la aplicación del criterio de velocidad mínima arroja resultados menos ventajosos en términos de diámetro, pendiente y profundidad de tuberías. (RNE 2006)

$$\tau = \rho \times g \times R_h \times S \quad (15)$$

Dónde:

S = Pendiente de la tubería (m/m)

τ = Tensión tractiva o tensión de arrastre en Pascal (Pa)

ρ = Densidad del agua (1000 kg/m³)

g = Aceleración de la gravedad (9,81m/s²)

R_h = Radio hidráulico (m)

2.2.24 Pendientes de alcantarillas

Un concepto asociado a las velocidades de escurrimiento permisibles y consecuentemente de los gastos que fluyen en las tuberías, lo constituyen las pendientes que deba tener la plantilla para que el sistema funcione con eficiencia, ya que ésta depende de la capacidad de evacuación de las aguas residuales y de las dimensiones que presente en la tubería para el desalojo de dichas aguas. Considerando un tramo A-B con una longitud (L) entre ambos, la pendiente se define como el desnivel que existe entre ambos puntos (B-A) entre la longitud "L", este coeficiente nos presenta la tangente del ángulo que forma dicha tubería con la línea horizontal imaginaria.

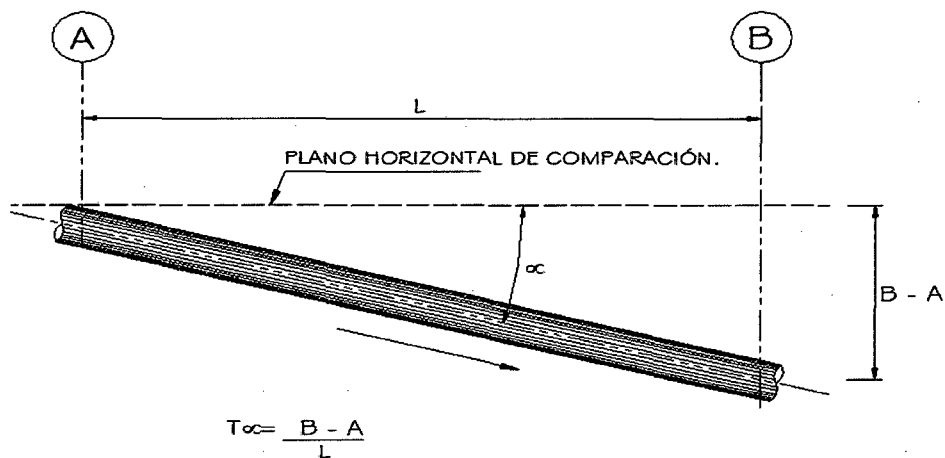


Figura 9. Planteamiento para la obtención de la pendiente de una tubería.

Se debe tomarse en cuenta que "las pendientes de los conductos deben ser tan semejantes como sea posible a las del terreno con el objeto de tener excavaciones mínimas"

La especificación de la velocidad límite superior establece que para una tubería dada existe una pendiente determinada que proporciona dicha velocidad. El aprovechamiento de pendientes mayores resulta inútil; por el contrario cuando se construyen alcantarillas en calles de fuerte pendiente

debe recurrirse a la nulificación del desnivel por medio de pozos de caída o algún otro dispositivo.

En consecuencia, el objeto de establecer ciertos lineamientos para la determinación de la pendiente, es evitar hasta donde sea posible la construcción de estructuras de caída, pozos de visita y de lavado, cárcamos de bombeo, etc. (González 1998)

2.2.24.1 Pendiente mínima.

Son aquellos en que se dispone del desnivel topográfico necesario. Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 0.60 m/seg. A tubo lleno.

La pendiente mínima de las redes simplificadas y condominiales, deberá calcularse para una tensión tractiva media mínima de $t=1$ Pa

$$S_{min}=0.0055 \times (Q_i)^{0.47} \quad (16)$$

Dónde:

$S_{min} = m/m$

$Q_i =$ flujo máximo de diseño Lt/s.

Si reemplazamos en la ecuación 16 el caudal mínimo de diseño $Q_i = 1,5$ l/s, para obtener la pendiente mínima en los tramos iniciales de los colectores, se obtiene un valor de $4,55 \times 10^{-3}$ m/m ó 1/220, esta cifra podrá redondearse a 1/200 o 5 por mil. (RNE 2006)

2.2.24.2 Pendiente máxima.

Este valor es de suma importancia, cuando la pendiente del terreno es bastante pronunciada como en las zonas montañosas o acantiladas. Es aceptado como valor de pendiente máxima aquel que produce la velocidad máxima permitida por el material.

Se presentan cuando existe el desnivel topográfico necesario que permite una máxima reducción del diámetro de la tubería. Se acepta como pendiente máxima, aquella que produce una velocidad máxima de 3,00 m/seg., a condiciones de tubo lleno. (González 1998)

Casos excepcionales:

Cuando producen un correcto funcionamiento hidráulico, pero el conducto nunca trabaja lleno por ser excesivo el desnivel topográfico, pero logrando la máxima velocidad permitida sin erosionar las paredes del tubo.

La máxima pendiente admisible será para una velocidad final $V_f = 5$ m/s. Cuando la velocidad final (V_f) sea superior a la velocidad crítica (V_c), la altura máxima de lámina líquida admisible debe ser 0,5 del diámetro del colector, asegurando la ventilación del tramo. La velocidad crítica es definida por:

2.2.25 Relación tirante / diámetro (T/D)

Como criterio general para garantizar que el flujo ocurra a superficie libre, con un margen de seguridad en variaciones de caudal se limita el tirante máximo al 70% - 80%. Como criterio se adoptará un valor de $Y/D \leq 75\%$ para el caudal máximo de final del estudio.

Dónde:

T= Tirante en la sección

D= Diámetro de la tubería de recolección.

La restricción del tirante dentro del tubo obedece a varios aspectos, siendo el principal, asegurar una ventilación dentro de la tubería que ayudará a una evacuación más eficiente, es decir hidráulicamente el comportamiento será mejor. Por otro lado la correcta ventilación ayudará a prevenir en parte la aparición de los malos olores, que se puedan presentar principalmente por la formación de sulfuros y la presencia de condiciones anaeróbicas en las aguas que transportan los ductos. (González 1998)

2.3 Definición de términos básico

Aguas residuales domésticas

Desecho líquido resultante de los hábitos higiénicos del hombre y sus actividades domésticas

Aguas residuales

Desecho líquido proveniente de actividades domésticas, industriales, comerciales e institucionales.

Caudales de aporte

Son caudales de contribución medio, máximo y mínimo (l/s). Deben ser considerados los coeficientes que intervienen en la determinación de estos caudales.

Caudal de diseño del Alcantarillado

Es el caudal máximo horario de contribución de aguas residuales, más el caudal de infiltración y los caudales adicionales por otros usos no domésticos, se calcula para la etapa inicial y final de periodo de diseño.

Colector o ramal

Es una tubería que funciona por gravedad, recibe la contribución de aguas residuales en cualquier punto en su trayecto.

Conexión domiciliar

Es la tubería de que conduce el agua residual de un lote al ramal condominial o a la red pública.

Red de Alcantarillado Sanitario

Conjunto de colectores secundarios, principales, interceptores, emisarios, cámaras de inspección terminales de limpieza y tubos de inspección y limpieza.

Tramo de colector o Ramal

Es la longitud de colector comprendida entre dos cajas de inspección

Caudal

Es el volumen de agua que pasa por una sección de flujo por unidad de tiempo. El caudal se expresa en litros por segundo

Dotación

Volumen de agua consumida por un habitante en un día; se expresa en litros habitante día.

Descarga

Lugar a donde se vierten las aguas negras provenientes de un colector, pueden estar crudas o tratadas en un cuerpo receptor

Factor de caudal medio

Relación entre la suma de los caudales y los habitantes a servir.

Factor de rugosidad

Factor que expresa qué tan lisa es una superficie.

Redes de recolección

Conjunto de tuberías principales y ramales colectores que permiten la recolección de las aguas residuales generadas en las viviendas.

Tubería Principal

Es el colector que recibe las aguas residuales provenientes de otras redes y/o ramales colectores.

Tensión Tractiva

Es el esfuerzo tangencial unitario asociado al escurrimiento por gravedad en la tubería de alcantarillado, ejercido por el líquido sobre el material depositado.

Pendiente Mínima

Valor mínimo de la pendiente determinada utilizando el criterio de tensión tractiva que garantiza la autolimpieza de la tubería.

Cámaras de caída

Las cámaras de caídas son estructurales para realizar la unión de colectores en alcantarillados de alta pendiente.

CAPITULO III. MATERIALES Y MÉTODO

3.1 Ubicación geográfica.

El caserío Santa Clara se encuentra ubicado sobre la ribera derecha del Río Marañón, desvío el Muyo, perteneciente al distrito de Aramango, provincia de Bagua, Departamento de Amazonas, las coordenadas UTM son:

Datum: WGS 84 Huso: 17 Zona: Sur

Coordenadas: Norte : 9'395,885.00 - 9'391,235.00
 Este : 781, 477.00 - 789,644.00
 Altitud : 911 – 1381 m.s.n.m.

3.2 Ubicación política.

Departamento /Región : Amazonas
Provincia : Bagua
Distrito : Aramango
Región Geográfica : Costa () Sierra () Selva (x)

3.3 Aspectos socioeconómicos

El caserío de Santa Clara, cuenta con de 55 viviendas, con una población de 265 habitantes, con una densidad de 3.78 /hab./vivienda. La tasa de crecimiento de ha obtenido teniendo en cuenta las proyecciones finales de los Censos 2007 y 1993 para la provincia de Bagua, y es equivalente a 0.23% Anual, es la que más se acerca a la realidad, a diferencia del distrito, centros poblados y caseríos donde las tasas de crecimiento es inferior o negativa. La principal actividad económica de los pobladores es la agricultura, teniendo como producto bandera el sembrío de piña, seguidamente de la ganadería y café en pequeña escala.

3.4 Tiempo de la investigación

El tiempo que se realizó la investigación fue en los meses de septiembre y octubre

3.5. Materiales.

3.5.1. Instrumentos para el estudio de la población.

3.5.1.1. Técnicas

Análisis Documental. Consiste en la búsqueda de información sobre la población del lugar de estudio en literatura existente, que nos permita contrastar con resultados obtenidos

3.5.2 Instrumentos Topográficos

3.5.2.1 Instrumentos principales

Sirven para realizar operaciones precisas. Se operan por procedimientos ópticos mecánicos y electrónicos. Dentro de este grupo se ha usado lo siguiente

El nivel topográfico. También llamado nivel óptico o equaltímetro es un instrumento que tiene como finalidad la medición de desniveles entre puntos que se hallan a distintas alturas.

3.5.2.2 Instrumentos secundarios o auxiliares:

Son los empleados para operaciones sencillas y de poca precisión. Entre los usados tenemos:

1. Wincha- De lona y de metal. Sirve para medir distancias.
2. Mira o estadía - Es una regla graduada de 3,4 ó 5 metros, plegable en 2,3 ó 4 partes.

3.5.3. Software.

3.5.3.1 Auticad2010.

Programa de Diseño de dibujo asistido por computadora que permitirá plasmar el diseño propuesto mediante los dibujos de los diferentes elementos que conforman nuestro sistema.

3.5.3.2 Microsoft Excel

Programa para calcular, procesar datos y crear hojas de cálculos

3.6 Información de campo

3.6.1 Recopilación de información

Se utilizó información existente facilitada., así como fuentes de planeación municipal. De acuerdo reconocimiento de campo el sistema de alcantarillado en el caserío Santa Clara es convencional ya que las redes colectoras están construidas, generalmente, en la parte central de calles e instaladas en pendiente, permitiendo que se establezca un flujo por gravedad .Otro componente que se pudo observar de este sistema son las conexiones domiciliarias que se conecta con la red de desagüe de las viviendas, con la finalidad de transportar las aguas residuales desde ellas a las alcantarillas más cercanas. También el componente complementario más importante son los buzones de inspección, que se encuentran ubicado principalmente en la intersección de colectores, en el comienzo de todo colector y en los tramos rectos de colectores. La red existente se compone de principalmente de tuberías de 200 mm, en la actualidad la planta de tratamiento está en proceso constructivo.

El sistema actual se compone:

- Redes de recolección de aguas residuales de diámetro de 200 mm, la tubería es de PVC.
- Buzones de inspección.
- Conexiones domiciliarias.

Para la evaluación del sistema de alcantarillado sanitario existente se realizó la medición de profundidades a la clave de la tubería, medición del diámetro de la tubería, inspección del material por el cual se encuentran conformadas las cámaras de inspección y tuberías, de las cámaras de inspección a las que se pudo tener acceso se pudieron determinar las pendientes en cada tramo del colector

3.7. Diagnóstico del funcionamiento de las redes actuales.

El desarrollo de esta fase se fundamentó en el catastro de redes efectuado, el cual permitió conocer de forma real de la constitución, estado y funcionamiento del alcantarillado, recopilando información acerca del material, dimensiones, profundidad, estado, funcionamiento y conexión entre cámaras, diámetro, material, edad y estado de tuberías.

3.8 Evaluación física del sistema.

El caserío de Santa Clara cuenta con una longitud total de 741,22 m de redes de alcantarillado en PVC diseñados y construidos para la recolección y evacuación de aguas residuales.

Los diámetros son de 200 mm. El sistema tiene 21 cámaras de inspección, construidas en concreto y cuyas profundidades oscilan entre 1,20 y 3,00 metros.

3.9 Evaluación de los Buzones

Sobre los buzones se puede señalar que en forma general las paredes y techos están fabricados de concreto reforzado de 0,20 m de espesor y los fondos son de concreto simple revestido y dotado de canaletas de 0,30 m de altura, de acuerdo al sentido del flujo de desagüe.

A lo largo de los colectores principales existen aproximadamente 21 buzones, que dan lugar a igual número de tramos de colectores. Los buzones existentes son de tipo estándar y de concreto, el diámetro promedio es de 1,5 m.

Con relación a su estado físico, la situación de los buzones es similar a la de los colectores, se encuentra en buen estado. Se ha podido apreciar que los buzones tienen marco y tapa de concreto reforzado predominantemente. Esas tapas de concreto presentan problemas porque el aro de fierro que bordea la tapa siempre se encuentra corroído y a veces dificulta su acceso.

3.10 Evaluación de las Conexiones domiciliarias

Las conexiones domiciliarias están compuestas por una caja de registro, que se dentro del límite de propiedad. El material del que está construido es de concreto simple, tiene una sección de 0,30 x 0,60 m y 0,90 m de altura en promedio y una tubería de PVC de 150 mm de diámetro que va desde la caja de registro hasta el colector.

3.11 Procedimiento de análisis

3.12 Metodología modelo operativo

3.12.1 Periodo de diseño.

Según DIGESA, el periodo de diseño que debe considerarse para un sistema de gravedad es de 20 años.

3.12.2 Población actual

La población actual ha sido recopilada del trabajo de campo realizado conjuntamente con las autoridades locales, la misma que ha sido corroborada con la información que obtenida por el INEI, Censo nacional de población y vivienda 2007. Reportándose un índice de crecimiento de 1.23%, siendo la población actual 265 habitantes.

3.12.3 Índice de Crecimiento Poblacional (r%)

El tamaño de la población puede crecer, estar constante o disminuir es decir está en función de elementos poblacionales como: la natalidad, la mortalidad, la inmigración, la emigración. Siendo este valor $r=1,23\%$

3.12.4 Población de Diseño

Para elaboración de este estudio es indispensable conocer la población a servir, teniendo en consideración la población actual, lo que permitirá que con otros factores se pueda calcular la población futura y diseñar el sistema utilizando los siguientes métodos:

3.12.5 Método Aritmético.

$$Pf = Pa \times [1 + (r \times n)] \quad (1)$$

Dónde:

Pf = Población futura (hab)

Pa = Población actual (265 hab)

r = tasa de crecimiento poblacional (1,23%)

n= Período de diseño (20 años)

3.12.6 Método Geométrico.

$$Pf = Pa \times (1 + r)^n \quad (2)$$

Dónde:

Pf = Población futura (hab)

Pa = Población actual (265 hab)

r = tasa de crecimiento poblacional (1,23%)

n= Período de diseño (20 años)

3.12.7 Método Exponencial.

$$Pf = [Pa \times e^{(r \times n)}] \quad (3)$$

Dónde:

Pf = Población futura (hab)

Pa = Población actual (265 hab)

r = tasa de crecimiento poblacional (1,23%)

n= Período de diseño (20 años)

3.12.8 Áreas Tributarias

El estudio para el Sistema de Alcantarillado Sanitario tiene un área total a drenar de 2,874 ha, cuantificadas de acuerdo a la distribución determinada en el plano PP-03

3.12.9 Área tributaria por tramo

En el plano PP-03 las áreas de aportación se determinan de acuerdo con la topografía, estas áreas son aquellas que contribuyen con el agua servida producida por cada tramo de la red de alcantarillado

3.12.10 Calculo de la densidad poblacional actual

Se realiza haciendo uso de la siguiente fórmula:

$$D_p = \frac{P_a \text{ (hab)}}{A_T \text{ (ha)}} \quad (4)$$

Dónde:

D_p = Densidad poblacional actual (hab/ha)

P_a = Población actual (ha)

A_T = Área total (ha)

3.12.11 Calculo de la densidad poblacional futura

Se realiza haciendo uso de la siguiente fórmula:

$$D_p = \frac{P_f \text{ (hab)}}{A_T \text{ (ha)}} \quad (5)$$

Dónde:

D_p = Densidad poblacional futura (hab/ha)

P_f = Población actual (ha)

A_T = Área total (ha)

3.12.12 Dotación actual

En la tabla 2 en la localidad donde se está realizando el estudio es una zona de ceja de selva, se está considerando una dotación de 70 Lt/hab/día.

3.12.13 Dotación futura

Sirve para cubrir los consumos domésticos, comerciales e industriales y otros al final del período de diseño.

Se calcula aplicando un incremento de 1lt/hab/día por cada año considerando que mejoraran las condiciones de higiene con una demanda adicional de agua, utilizamos la siguiente fórmula:

Dónde

$$D_f = D_a + (1 \text{lt/hab/día}) \times n \quad (6)$$

D_f = Dotación futura (Lt/hab/día)

D_a = dotación actual (Lt/hab/día)

n = Periodo de diseño

3.12.14 Calculo del número habitantes por tramo

$$N \text{ habitantes por tramo} = D_p \times A_t \quad (7)$$

Dónde

D_p = Densidad poblacional futura (hab/ha)

A_t = Área tributaria de cada tramo (ha)

3.12.15 Calculo del caudal Medio diario del agua potable

Es el caudal promedio obtenido de un año de registros y es la base para la estimación del caudal máximo diario y del máximo horario. Este caudal expresado en litros por segundo.

$$Q_{md} = \frac{N \text{ habitantes por tramo} \times D_f}{86400 \text{ seg}} \quad (8)$$

Dónde

Q_{md} = Gasto medio diario (Lt/s)

N habitantes por tramo = número de habitantes de cada tramo en estudio (hab)

D_f = Dotación futura (Lt/hab/día)

86400 = Número de segundos en un día (seg)

3.12.16 Caudal de Contribución al Alcantarillado

Según estudios estadísticos se adoptará un coeficiente de retorno o aporte del 80% de la dotación de agua potable.

$$Q_{md} = \frac{N \text{ habitantes por tramo} \times D_f \times C}{86400 \text{ seg}} \quad (9)$$

Dónde

Q_{md} = Gasto medio diario (Lt/s)

N habitantes por tramo = número de habitantes de cada tramo en estudio (hab)

D_f = Dotación futura (Lt/hab/día)

86400 = Número de segundos en un día (s)

C= Coeficiente de retorno o aporte (0,80)

3.12.17 Caudal máximo horario

Es la demanda máxima que se presenta en un día del año. En otras palabras, representa el día de mayor consumo en el año y se calcula según la siguiente expresión:

$$Q_{mh} = K_2 \times Q_{md} \quad (10)$$

3.12.18 Aguas por infiltración Q(bz)

Se recomienda:

$$Q(bz) = 380 \text{ Lt/buzón/día} = 0.0044 \text{ Lt/buzón/seg}$$

3.12.19 Caudal de diseño por tramo

El caudal de diseño de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario (Q_{mh}), aguas por infiltración

$$Q_D = Q_{mh} + Q(bz)$$

Este caudal es el correspondiente a las contribuciones acumuladas que llegan al tramo hasta el pozo de inspección inferior.

Cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea inferior a 1,5 L/s , debe adoptarse este valor como caudal de diseño.

3.12.20 Calculo de la pendiente (‰)

$$S = \frac{\text{Cota fondo inicial} - \text{Cota fondo final}}{\text{Longitud del tramo entre buzones}} \quad (11)$$

3.12.21 Conducción a tubo lleno

3.12.21.1 Velocidad

El valor de la velocidad está en función de variables independientes como son: el diámetro del conducto, la pendiente de plantilla y la rugosidad del material en el interior. La manera en la que cada una de éstas variables

afecta el valor de la velocidad del agua dentro del conducto, es considerada y se observa claramente en la ecuación de Manning.

$$V_{LL} = \frac{1}{n} \times R_h^{2/3} \times S^{1/2} \quad (12)$$

Dónde:

V_{LL} = Velocidad a tubo lleno del tramo en estudio (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad (adimensional)

R_h = Radio hidráulico de la sección (m)

S = Pendiente de plantilla (m/m)

La ecuación de Manning toma como una de sus variables el radio hidráulico (R_h).

Radio hidráulico

$$R_h = A / P$$

Dónde:

R_h = Radio hidráulico (m)

A = Área hidráulica (m²)

P = Perímetro mojado (m)

$$R_h = D/4$$

Reemplazando en la ecuación

$$V_{LL} = \frac{0,397}{n} \times D^{2/3} \times S^{1/2} \quad (13)$$

Dónde:

V_{LL} = Velocidad a tubo lleno del tramo en estudio (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad (adimensional)

D = Diámetro de la tubería (m)

S = Pendiente de plantilla (m/m)

Esta velocidad es muy importante, ya que esta velocidad no tiene que ser mayor de 5.00 m/s para este caso que estamos trabajando con PVC.

Ésta fórmula es utilizada comúnmente dada la facilidad de conocer las variables involucradas, además existe mayor disponibilidad de los datos del coeficiente de rugosidad del material utilizado.

3.12.22 Caudal

Con la ecuación de Continuidad:

$$Q_{LL} = \frac{0,312 \times D^{8/3} \times S^{1/2}}{n} \quad (14)$$

Dónde:

Q_{LL} = Caudal a tubo lleno (m^3/s)

n = Coeficiente de rugosidad (adimensional)

D = Diámetro de la tubería (m)

S = Pendiente de plantilla (m/m)

3.12.23 Área de la sección

$$A_{LL} = [\pi \times D^2] / 4 \quad (15)$$

Dónde:

A_{LL} = Área de la sección mojada a tubo lleno (m^2)

D = Diámetro interior de la tubería (m)

3.12.24 Perímetro mojado

$$P_{LL} = \pi \times D \quad (16)$$

Dónde:

P_{LL} = Perímetro de la sección mojada a tubo lleno (m)

D = Diámetro interior de la tubería (m)

3.12.25 Relaciones hidráulicas

Relación de caudales.

Para calcular la relación de caudales se divide el caudal real que transportará la tubería Q diseño acumulado (Q_d) y el caudal a tubería llena (Q_{LL}).

Relación = Q_d/Q_{LL}

Llevando este valor al Diagrama de las Propiedades Hidráulicas de las tuberías circulares para diversas profundidades de flujos (anexo B)

3.12.26 Conducción a tubo Parcialmente lleno

3.12.26.1 Velocidad real

$$V_r = [Q_d/Q_{LL}] \times V_{LL} \quad (17)$$

Este valor es importante ya que si no llegamos a obtener la velocidad mínima podremos tener problemas de circulación con las aguas negras de nuestro alcantarillado sanitario.

La velocidad procede, ya que según Normas del RNE la velocidad real para tuberías de PVC debe ser: $0.60 \text{ m/s} \leq V_r \leq 5.0 \text{ m/s}$

3.12.26.2 Tirante "T"

$$T = [Q_d/Q_{LL}] \times D \quad (18)$$

Dónde:

T = Tirante a tubo Parcialmente lleno (m)

Q_d/Q_{LL} = Relación de caudales

D = Diámetro de la tubería (m)

Se debe comparar con el tirante máximo que viene ser 75% del diámetro de la tubería

$$T_{\max} = D \times 75\% \quad (19)$$

Dónde:

T_{max} = Tirante máximo

D = diámetro de la tubería.

75% = porcentaje que estará llena la tubería al final de la vida útil.

El tirante hidráulico procede ya que es menor que el tirante máximo permitido

$Y < T_{\max}$

3.12.26.3 Área Ar

$$A_r = [Q_d/Q_{LL}] \times A_{LL} \quad (20)$$

Dónde:

A_r = Área a tubo Parcialmente lleno (m²)

Q_d/Q_{LL} = Relación de caudales

A_{LL} = Área a tubo lleno (m²)

3.12.26.4 Perímetro Pr

$$Pr = [Qd/QLL] \times PLL \quad (21)$$

Dónde:

Pr = Perímetro a tubo Parcialmente lleno (m)

Qd/QLL = Relación de caudales

PLL = Perímetro a tubo lleno (m)

3.12.27 Tensión Tractiva:

La tensión tractiva o tensión de arrastre (τ) es el esfuerzo tangencial unitario ejercido por el líquido sobre el colector y en consecuencia sobre el material depositado. Su unidad es el Pascal, y su valor mínimo es 1 Pascal.

$$\tau = \rho \times g \times Rh \times S \quad (22)$$

Dónde:

τ = tensión de arrastre (Pa).

ρ = Densidad del Agua = 1000Kg/ m³

g = Gravedad (9.81m/seg²)

Rh = Radio Hidráulico (m)

S = Pendiente de la Tubería. (m/m)

3.12.28 Tratamiento y análisis de los datos y presentación de los resultados.

Una vez que se ha recopilado la información se procederá a su análisis para lo cual se seleccionará la presentación de datos en forma tabular computarizada y resumirlos en cuadros estadísticos.

CAPITULO V. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 Resultados

Tabla 5. Diámetro y material de la tubería

Buzón inicial	Buzón final	Material de tubería	Diámetro de la tubería (mm)
BZ 01	BZ 02	PVC	200
BZ 02	BZ 03	PVC	200
BZ 03	BZ 04	PVC	200
BZ 04	BZ 05	PVC	200
BZ 05	BZ 06	PVC	200
BZ 06	BZ 07	PVC	200
BZ 07	BZ 08	PVC	200
BZ 08	BZ 09	PVC	200
BZ 09	BZ 10	PVC	200
BZ 10	BZ 11	PVC	200
BZ 11	BZ 12	PVC	200
BZ 12	BZ 17	PVC	200
BZ 17	BZ 18	PVC	200
BZ 18	BZ 19	PVC	200
BZ 19	BZ 20	PVC	200
BZ 20	BZ 21	PVC	200
BZ 14	BZ 13	PVC	200
BZ 13	BZ 05	PVC	200
BZ 16	BZ 15	PVC	200
BZ 15	BZ 06	PVC	200

Todos los tramos del sistema de alcantarillado del caserío de Santa Clara Distrito de Aramango Provincia de Bagua el material es de PVC, y el diámetro es de 200 mm.

Tabla 6. Estado de las cajas domiciliarias de desagüe

Estado de las cajas domiciliarias de desagüe	Nº de cajas	(%)
Buen estado	51	93
Selladas	1	2
Sin tapas	3	5
Total	55	100

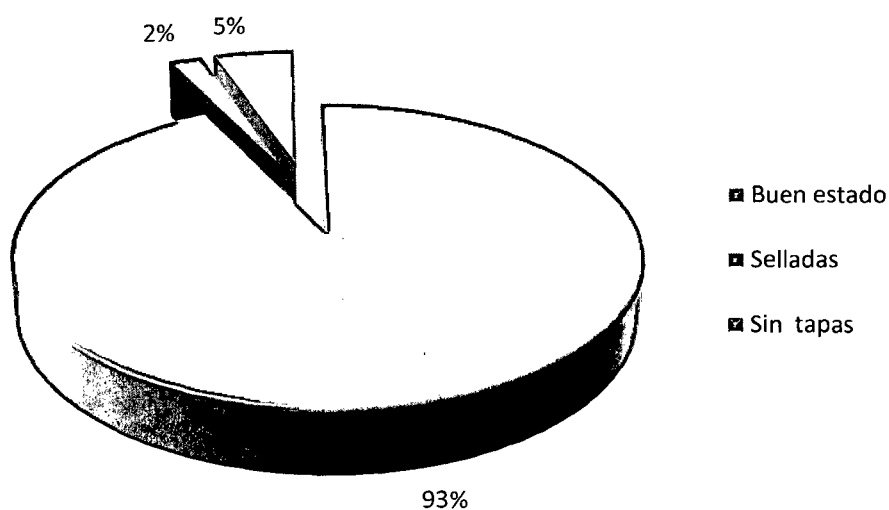


Figura 11. Porcentaje de Estado de las cajas domiciliarias de desagüe

En la figura 11 Tomando en consideración los resultados del cuadro estadístico, podemos observar que los 21 buzones inspeccionados, es decir el 100% del total, que 51 cajas domiciliarias que representa el 93 % se encuentra en buen estado, un 2% que viene hacer 1 caja domiciliaria está sellada, un 5 % que viene hacer 3 caja domiciliaria no tiene tapas

Tabla 7. Altura de buzones

Altura de buzón (m)	Cantidad (und)	(%)
h=1,2	1	5
h=1,3	6	28
h=1,5	4	19
h=1,6	7	33
h=1,7	1	5
h=2,5	1	5
h=3,00	1	5
Total	21	100

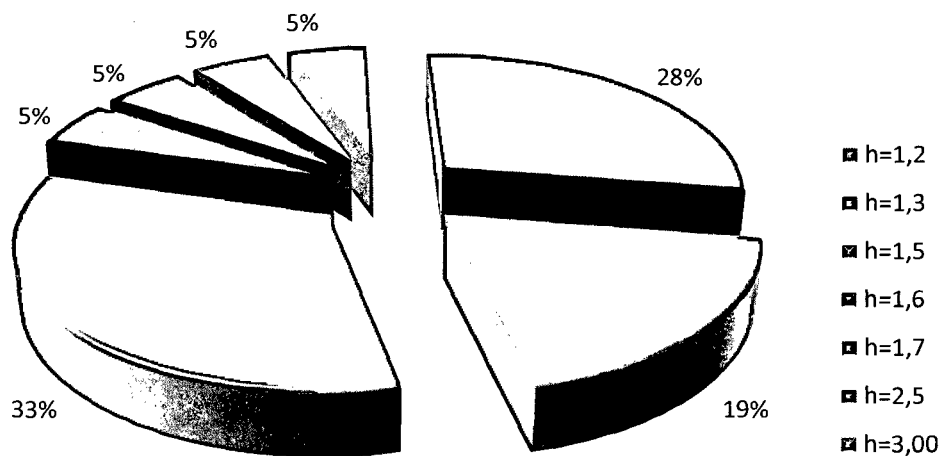


Figura 12. Porcentaje de altura que presenta los buzones

En la figura 12 tomando en consideración los resultados del cuadro estadístico de la figura 15, podemos observar que los 21 buzones inspeccionados, es decir el 100% del total, que 1 buzón de 1,2 m de altura representa el 5 %, 6 buzones que representa 28 % tiene altura de 1,30 m, 4 buzones que representa 19 % tiene altura de 1,50 m ,7 buzones que representa 33 % tiene altura de 1,60 m, un 5% que viene hacer 1 buzón tiene altura de 1,70 m, un 5% que viene hacer 1 buzón tiene altura de 2,50 m ,y en un 5% que viene hacer 1 buzón tiene altura de 3,00 m.

Tabla 8. Canaletas de buzones

Canaletas de los buzones	cantidad (und)	(%)
Buen estado	18	85
Regular estado	2	10
Mal estado	0	0
No tiene	1	5
Total	21	100

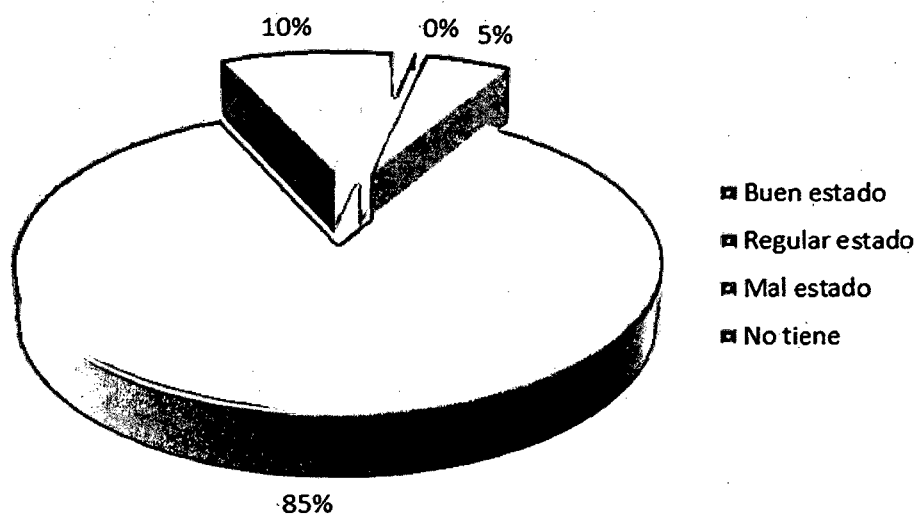


Figura 13. Porcentaje de canaletas que presenta los buzones

En la figura 13. De acuerdo a los datos obtenidos observamos que 18 buzones inspeccionados con el 85 % las canaletas se encuentran en buen estado, 2 buzones con el 10 % se encuentran en regular estado , 1 buzón que representa el 5 % no presenta canaleta y ningún buzón presenta canaleta en mal estado.

Tabla 9. Enlucidos de buzones

Enlucidos de los buzones	cantidad (und)	(%)
Buen estado	16	76
Regular estado	4	19
No tiene	1	5
Total	21	100

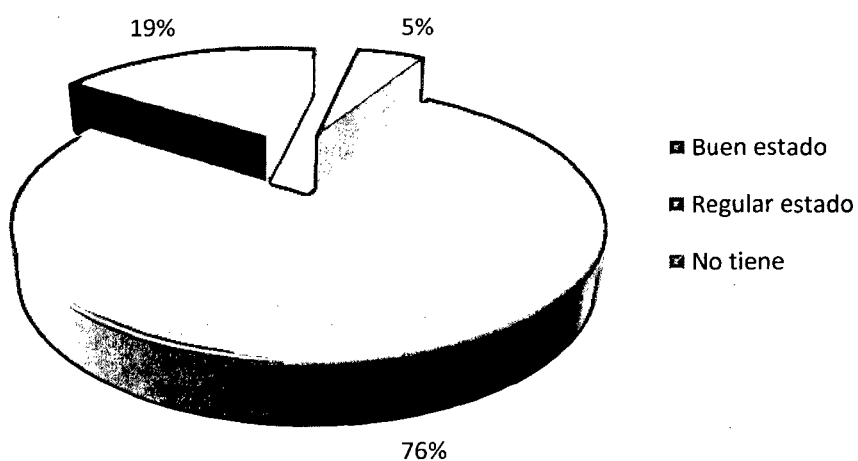


Figura 14. Porcentaje de enlucidos de los buzones

En la figura 14 los datos obtenidos se deduce que 16 buzones inspeccionados representando el 76 % presenta enlucido en buen estado, mientras que 4 buzones representando un 19 % presenta enlucido en regular estado y ningún buzón presenta enlucido en mal estado.

Tabla 10. Estado del buzón

Estado del buzón	Cantidad (und)	(%)
Sin techo	1	5
Sin tapa	1	5
Normal	19	90
Total	21	100

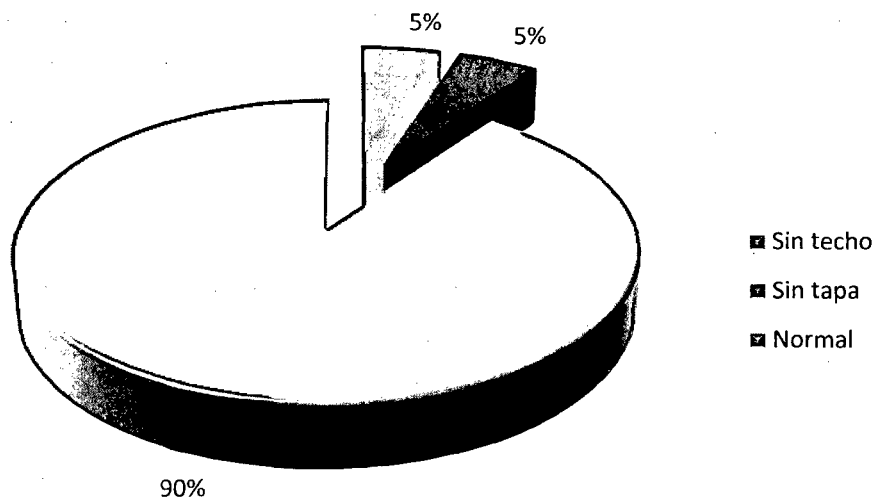


Figura 15. Porcentaje de estado de los buzones

En la figura 15 de los 19 buzones inspeccionados están representando un 90 %, se encuentran en estado normal con techo y tapa, un 5 % que son alrededor de 1 buzón no tiene techo, y un 5 % que son alrededor de 1 buzón no tiene tapa

TRAMO Bz 01- Bz 02

Población actual = 265 habitantes

Periodo de diseño = 20 años

Tasa de crecimiento = 1.23%

Población futura:

Método Aritmético

$$Pf = Pa \times [1 + (r \times n)]$$

Pf=330 habitantes

Método Geométrico

$$Pf = Pa \times (1 + r)^n$$

Pf=338 habitantes

Método Exponencial

$$Pf = [Pa \times e^{(r \times n)}]$$

Pf=339 habitantes

Tomamos el promedio de los tres métodos

$$\text{Promedio} = (330\text{habitantes} + 338\text{habitantes} + 339\text{habitantes}) / 3$$

Promedio = 336 habitantes

Área de estudio

Área total = 2,874 ha

Área de tributaria del tramo

Área a la izquierda = 0,130 ha

Área a la Derecha = 0,137 ha

Densidad poblacional actual

Dpa= 265 hab / 2,874 ha

Dpa= 92,21 hab/ha

Densidad poblacional futura

Dpf= 336 hab / 2,874 ha

Dpf = 116,91 hab/ha

Calculo del número habitantes por tramo actual

N habitantes por tramo = Dpa x Área tributaria de cada tramo

N habitantes por tramo = 92,91 hab/ha x 0.267 ha

N habitantes por tramo = 24,57 hab

Calculo del número habitantes por tramo futura

N habitantes por tramo = $D_{pf} \times \text{Área tributaria de cada tramo}$

N habitantes por tramo = $116,91 \text{ hab/ha} \times 0,267 \text{ ha}$

N habitantes por tramo = 31,16 hab

Dotación actual

$D_a = 70 \text{ Lt/hab/día}$

Dotación futura

$D_f = 70 \text{ Lt/hab/día} + [(1 \text{ Lt/hab/día}) \times 20]$

$D_f = 90 \text{ Lt/hab/día}$

Calculo medio de agua potable

$$Q_{md} = \frac{N \text{ habitantes por tramo} \times D_f}{86400 \text{ s}}$$

$$Q_{md} = \frac{31,24 \text{ hab} \times 90 \text{ Lt/hab}}{86400 \text{ s}}$$

$Q_{md} = 0,0325 \text{ Lt/s}$

Caudal de aguas residuales (Q_{dom})

$Q_{dom} = 0,80 \times 0,0325 \text{ Lt/s}$

$Q_{dom} = 0,0260 \text{ Lt/s}$

Caudal máximo horario

$Q_{mh} = K_2 \times Q_{dom}$

$Q_{mh} = 2,5 \times 0,0260 \text{ Lt/s}$

$Q_{mh} = 0,0650 \text{ Lt/s}$

Caudal por el ingreso de escorrentía de lluvias a los buzones Q (bz)

Para 1 buzón

$Q (\text{bz}) = (380 \text{ Lt/buzón/día}) \times 1 = 0,0044 \text{ Lt/s}$

Para 21 buzones

$Q (\text{bz}) = (380 \text{ Lt/buzón/día}) \times 25 = 0,0923 \text{ Lt/s}$

Caudal de diseño por tramo

$Q_{diseño} = Q_{mh} + Q (\text{bz})$

$Q_{diseño} = 0,0650 \text{ Lt/seg} + 0,0044 \text{ Lt/s}$

$Q_{diseño} = 0,0694 \text{ Lt/seg}$

Caudal de diseño mínimo.

Cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea inferior a 1,5 Lt/s, debe adoptarse este valor como caudal de diseño.

$Q_{diseño} = 1,5 \text{ Lt/s}$

Cálculo hidráulico.

Características a Sección Llena.

Desnivel de la tubería

$$D_h = \text{Cota fondo inicial} - \text{Cota fondo final}$$

$$D_h = 1072,500 \text{ m} - 1070,762 \text{ m}$$

$$D_h = 1,738 \text{ m}$$

Calculo de la pendiente (‰)

$$S = \frac{\text{Cota fondo inicial} - \text{Cota fondo final}}{\text{Longitud del tramo entre buzones}}$$

$$S = \frac{1072,500 \text{ m} - 1070,762 \text{ m}}{58,80 \text{ m}}$$

$$S = 29,56 \text{ ‰}$$

Velocidad

$$V_{LL} = \frac{0,397 \times D^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

$$V_{LL} = \frac{0,397 \times 0,2032^{2/3} \times (29,56 / 1000)^{1/2}}{0,011}$$

$$V_{LL} = 2,14 \text{ m/s}$$

Caudal

$$Q_{LL} = \frac{0,312 \times D^{8/3} \times S^{1/2}}{n}$$

$$Q_{LL} = \frac{0,312 \times 0,2032^{8/3} \times (29,56 / 1000)^{1/2}}{0,011}$$

$$Q_{LL} = 69,592 \text{ Lt/s}$$

Área mojada

$$A_{LL} = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

$$A_{LL} = \frac{\pi \times 0,2032^2}{4}$$

$$A_{LL} = 0,03240 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado

$$P_{LL} = \pi \times D$$

$$P_{LL} = \pi \times 0,2032$$

$$P_{LL} = 0,6384 \text{ m}$$

Radio hidráulico

$$R_h = D/4$$

$$R_h = \frac{0,2032}{4}$$

$$R_h = 0,0508 \text{ m}$$

Para el cálculo de la sección parcialmente llena del presente estudio se utilizó el programa H canales. Para ello desplegamos la ventana tirante normal y escogemos la opción circular. Los datos requeridos son:

Caudal de diseño del tramo (m^3/s)

Diámetro (m)

Rugosidad de Manning

Pendiente (m/m)

Tensión Tractiva (τ)

La tensión tractiva o tensión de arrastre (τ) es el esfuerzo tangencial unitario ejercido por el líquido sobre el colector y en consecuencia sobre el material depositado. Su unidad es el Pascal, y su valor mínimo es 1 Pascal.

$$\tau = \rho * g * R * S$$

Tabla 11. Calculo de la red de alcantarillado sanitario calle Principal y Junin

Calle	BZ	Longitud (m)	Área Izquierda (ha)	Área Derecha (ha)	Área parcial (ha)	Área acumu. (ha)	Densidad Poblacional		Población de diseño (hab)			Dotación (Lt/hab/día)		Caudal Medio Diario (Lt/s)	
							Actual (hab/ha)	Futura (hab/ha)	Parcial Actual (hab)	Parcial Futura (hab)	Acumulado futura (hab)	Actual	Futura	Futura Parcial	Acumulado
01															
Principal		58,80	0,130	0,137	0,267	0,267	92,21	116,91	24,57	31,16	31,16	70	90	0,0325	0,0325
02															
Principal		38,80	0,081	0,096	0,177	0,444	92,21	116,91	16,34	20,72	51,88	70	90	0,0216	0,0541
03															
Principal		38,80	0,073	0,073	0,146	0,590	92,21	116,91	13,47	17,08	68,96	70	90	0,0178	0,0719
04															
Principal		27,80	0,053	0,072	0,125	0,715	92,21	116,91	11,53	14,61	83,57	70	90	0,0152	0,0871
05															
14															
Junin		23,30	0,000	0,052	0,052	0,052	92,21	116,91	4,79	6,08	6,08	70	90	0,0063	0,0063
13															
Junin		28,80	0,000	0,042	0,042	0,094	92,21	116,91	3,89	4,93	11,01	70	90	0,0051	0,0114
05															
Principal		43,80	0,077	0,090	0,167	0,882	92,21	116,91	15,41	19,54	103,11	70	90	0,0204	0,0318
6															

Tabla 12. Calculo de la red de alcantarillado sanitario calle Principal y Junín

Calle	BZ	Longitud (m)	Caudal Domestico Sanitario						Caudal infiltración por buzón		Caudal de diseño por tramos		
			Qmd			Qmh			380 Lt/día/buzón		Qdiseño (Lt/s)	Qdiseño (Lt/s)	Qdiseño acumulado (Lt/s)
			"C"	Futura Lt/s	Acumulado Lt/s	K2	Parcial Lt/s	Acumulado Lt/s	Parcial	Acumulado			
	01								0,0044				
Principal		58,80	0,8	0,0260	0,0260	2,50	0,0650	0,0650		0,0044	0,0694	1,50	1,500
	02									0,0044			
Principal		38,80	0,8	0,0173	0,0433	2,50	0,0433	0,1083		0,0088	0,0476	1,50	1,548
	03									0,0044			
Principal		38,80	0,8	0,0142	0,0575	2,50	0,0355	0,1438		0,0132	0,0399	1,50	1,588
	04									0,0044			
Principal		27,80	0,8	0,0122	0,0697	2,50	0,0305	0,1743		0,0176	0,0349	1,50	1,622
	05												
	14									0,0044			
Junín		23,30	0,8	0,0050	0,0050	2,50	0,0125	0,0125		0,0044	0,0169	1,50	1,500
	13									0,0044			
Junín		28,80	0,8	0,0041	0,0091	2,50	0,0103	0,0228		0,0088	0,0146	1,50	1,515
	05									0,0044			
Principal		43,80	0,8	0,0163	0,0254	2,50	0,0408	0,0635		0,0132	0,0451	1,50	1,560
	6												

Tabla 13. Calculo de la red de alcantarillado sanitario calle La Palma y Principal

Calle	BZ	Longitud (m)	Área Izquierda (ha)	Área Derecha (ha)	Área de aportación parcial (ha)	Área total acumulad. (ha)	Densidad Poblacional		Población de diseño (hab)			Dotación ((Lt/hab/día)		Caudal Medio Diario (Lt /s)		
							Actual (hab/ha)	Futura (hab/ha)	Parcial Actual	Parcial Futura	Acumula d. futura	Actual	Futura	Futura Parcial	Acumulado	
		16														
La Palma		18,80	0,049	0,000	0,049	0,0493	92,21	116,91	4,55	5,76	5,76	70	90	0,0060	0,0060	
		15														
La Palma		18,80	0,033	0,000	0,033	0,083	92,21	116,91	3,06	3,88	9,64	70	90	0,0040	0,0100	
		6														
Principal		43,80	0,092	0,076	0,168	1,050	92,21	116,91	15,48	19,63	122,74	70	90	0,0204	0,0304	
		07														
Principal		38,80	0,091	0,088	0,179	1,229	92,21	116,91	16,50	20,92	143,66	70	90	0,0218	0,0522	
		08														
Principal		38,80	0,088	0,100	0,188	1,417	92,21	116,91	17,34	21,98	165,64	70	90	0,0229	0,0751	
		09														
Principal		48,80	0,118	0,137	0,255	1,672	92,21	116,91	23,50	29,80	195,44	70	90	0,0310	0,1061	
		10														
Principal		48,80	0,121	0,118	0,239	1,910	92,21	116,91	21,99	27,88	223,32	70	90	0,0290	0,1351	
		11														
Principal		48,80	0,095	0,099	0,195	2,105	92,21	116,91	17,93	22,74	246,06	70	90	0,0237	0,1588	
		12														
Principal		30,10	0,042	0,079	0,121	2,225	92,21	116,91	11,12	14,10	260,16	70	90	0,0147	0,1735	
		17														
Principal		8,80	0,018	0,030	0,048	2,273	92,21	116,91	4,40	5,58	265,74	70	90	0,0058	0,1793	
		18														
Principal		40,70	0,086	0,104	0,190	2,463	92,21	116,91	17,51	22,20	287,94	70	90	0,0231	0,2024	
		19														
Principal		48,80	0,121	0,113	0,234	2,697	92,21	116,91	21,58	27,36	315,30	70	90	0,0285	0,2309	
		20														
Principal		47,80	0,000	0,000	0,000	2,697	92,21	116,91	0,00	0,00	315,30	70	90	0,0000	0,2309	
		21														

Tabla 14. Calculo de la red de alcantarillado sanitario calle La Palma y Principal

Calle	Buzón	Longitud (m)	Caudal Domestico Sanitario						Caudal infiltración por buzón		Caudal de diseño por tramos		
			Qmd			Qmh			380 Lt/día/buzón		Qdiseño (Lt/s)	Qdiseño (Lt/s)	Qdiseño acumulado (Lt/s)
			"C"	Futura Lt/s	Acumulado Lt/s	K2	Parcial Lt/s	Acumulado Lt/s	Parcial	Acumulado			
	16								0,0044				
La Palma		18,80	0,8	0,0048	0,0048	2,50	0,0120	0,0120		0,0044	0,0164	1,50	1,500
	15								0,0044				
La Palma		18,80	0,8	0,0032	0,0080	2,50	0,0080	0,0200		0,0088	0,0124	1,50	1,512
	6								0,0044				
Principal		43,80	0,8	0,0163	0,0243	2,50	0,0408	0,0608		0,0132	0,0452	1,50	1,558
	07								0,0044				
Principal		38,80	0,8	0,0174	0,0417	2,50	0,0435	0,1043		0,0176	0,0479	1,50	1,605
	08								0,0044				
Principal		38,80	0,8	0,0183	0,0600	2,50	0,0458	0,1500		0,0220	0,0502	1,50	1,656
	09								0,0044				
Principal		48,80	0,8	0,0248	0,0848	2,50	0,0620	0,2120		0,0264	0,0664	1,50	1,722
	10								0,0044				
Principal		48,80	0,8	0,0232	0,1080	2,50	0,0580	0,2700		0,0308	0,0624	1,50	1,784
	11								0,0044				
Principal		48,80	0,8	0,0190	0,1270	2,50	0,0475	0,3175		0,0352	0,0519	1,50	1,836
	12								0,0044				
Principal		30,10	0,8	0,0118	0,1388	2,50	0,0295	0,3470		0,0396	0,0339	1,50	1,870
	17								0,0044				
Principal		8,80	0,8	0,0046	0,1434	2,50	0,0115	0,3585		0,0440	0,0159	1,50	1,886
	18								0,0044				
Principal		40,70	0,8	0,0185	0,1619	2,50	0,0463	0,4048		0,0484	0,0507	1,50	1,937
	19								0,0044				
Principal		48,80	0,8	0,0228	0,1847	2,50	0,0570	0,4618		0,0528	0,0614	1,50	1,998
	20								0,0044				
Ramal 01		47,80	0,8	0,0000	0,1847	2,50	0,0000	0,4618		0,0572	0,0044	1,50	2,003
	21								0,0044				

Tabla 15. Calculo del desnivel, pendiente y diámetro

Calle	Tramo		Longitud (m)	Caudal Lt/s	Cota Terreno		Cota Fondo		Desnivel (m)	Pendiente ‰	Diámetro	
	Del	Al			Del	Al	Del	Al			Calculado pulg.	Verificado pulg.
Principal	01	02	58,80	1,500	1074,000	1072,362	1072,500	1070,762	1,738	29,56	1,83 "	8 "
	02	03	38,80	1,548	1072,362	1069,893	1070,762	1068,293	2,469	63,63	1,66 "	8 "
	03	04	38,80	1,588	1069,893	1068,250	1068,293	1066,650	1,643	42,35	1,81 "	8 "
	04	05	27,80	1,622	1068,250	1066,605	1066,650	1065,305	1,345	48,38	1,78 "	8 "
	05	06	43,80	1,560	1066,605	1064,851	1063,605	1062,351	1,254	28,63	1,94 "	8 "
	06	07	43,80	1,558	1064,851	1062,449	1062,351	1060,849	1,502	34,29	1,87 "	8 "
	07	08	38,80	1,605	1062,449	1060,075	1060,849	1058,375	2,474	63,76	1,68 "	8 "
	08	09	38,80	1,656	1060,075	1055,701	1058,375	1054,101	4,274	110,15	1,54 "	8 "
	09	10	48,80	1,722	1055,701	1050,818	1054,101	1049,518	4,583	93,91	1,61 "	8 "
	10	11	48,80	1,784	1050,818	1046,045	1049,518	1044,745	4,773	97,81	1,62 "	8 "
	11	12	48,80	1,836	1046,045	1041,828	1044,745	1040,228	4,517	92,56	1,65 "	8 "
	12	17	30,10	1,870	1041,828	1038,968	1040,228	1037,668	2,560	85,05	1,69 "	8 "
	17	18	8,80	1,886	1038,968	1035,364	1037,668	1034,164	3,504	398,18	1,27 "	8 "
	18	19	40,70	1,937	1035,364	1030,161	1034,164	1028,661	5,503	135,21	1,57 "	8 "
19	20	48,80	1,998	1030,161	1018,957	1028,661	1017,457	11,204	229,59	1,44 "	8 "	
20	21	47,80	2,003	1018,957	1008,022	1017,457	1006,722	10,735	224,58	1,44 "	8 "	
Junin	14	13	23,30	1,500	1070,905	1068,215	1069,605	1066,715	2,890	124,03	1,45 "	8 "
	13	05	28,80	1,515	1068,215	1066,605	1066,715	1065,305	1,410	48,96	1,73 "	8 "
La Palma	16	15	18,80	1,500	1071,242	1069,120	1069,942	1067,520	2,422	128,83	1,44 "	8 "
	15	06	18,80	1,512	1069,120	1064,851	1067,520	1063,251	4,269	227,07	1,30 "	8 "

Tabla 16. Cálculo de la velocidad, caudal a tubo lleno y relación hidráulica

Calle	Tramo		Conducción Tubo Lleno					Relación hidráulica					
	Del	Al	Área de sección m ²	Perímetro mojado m	Radio hidráulico m	Velocidad a tubo lleno m/s	Caudal tubo lleno m ³ /s	Qd/QLL	Vr/VLL	T/D	Ar/ALL	Pr/PLL	Rr/RLL
Principal	01	02	0,0324	0,6384	0,0508	2,1425	69,5923	0,0216	0,3673	0,0871	0,0421	0,1907	0,1907
	02	03	0,0324	0,6384	0,0508	3,1435	102,1104	0,0152	0,3267	0,0725	0,0320	0,1736	0,1736
	03	04	0,0324	0,6384	0,0508	2,5644	83,2967	0,0191	0,3527	0,0817	0,0383	0,1845	0,1845
	04	05	0,0324	0,6384	0,0508	2,7410	89,0356	0,0182	0,3471	0,0797	0,0369	0,1822	0,1822
	05	06	0,0324	0,6384	0,0508	2,1086	68,4915	0,0228	0,3742	0,0896	0,0439	0,1935	0,1935
	06	07	0,0324	0,6384	0,0508	2,3077	74,9589	0,0208	0,3631	0,0855	0,0409	0,1889	0,1889
	07	08	0,0324	0,6384	0,0508	3,1467	102,2137	0,0157	0,3308	0,0739	0,0330	0,1753	0,1753
	08	09	0,0324	0,6384	0,0508	4,1360	134,3465	0,0123	0,3049	0,0651	0,0273	0,1643	0,1643
	09	10	0,0324	0,6384	0,0508	3,8189	124,0481	0,0139	0,3169	0,0692	0,0299	0,1649	0,1694
	10	11	0,0324	0,6384	0,0508	3,8973	126,5934	0,0141	0,3184	0,0697	0,0302	0,1700	0,1700
	11	12	0,0324	0,6384	0,0508	3,7913	123,1517	0,0149	0,3250	0,0719	0,0316	0,1728	0,1728
	12	17	0,0324	0,6384	0,0508	3,6342	118,0489	0,0158	0,3314	0,0741	0,0331	0,1755	0,1755
	17	18	0,0324	0,6384	0,0508	7,8635	255,4264	0,0074	0,2567	0,0500	0,0183	0,1435	0,1435
	18	19	0,0324	0,6384	0,0508	4,5822	148,8427	0,0130	0,3104	0,0670	0,0285	0,1666	0,1666
Junín	19	20	0,0324	0,6384	0,0508	5,9711	193,9553	0,0103	0,2870	0,0593	0,0237	0,1566	0,1566
	20	21	0,0324	0,6384	0,0508	5,9056	191,8281	0,0104	0,2880	0,0596	0,0239	0,1571	0,1571
La Palma	14	13	0,0324	0,6384	0,0508	4,3888	142,5595	0,0105	0,2889	0,0599	0,0241	0,1574	0,1574
	13	05	0,0324	0,6384	0,0508	2,7573	89,5650	0,0169	0,3391	0,0768	0,0349	0,1788	0,1788
La Palma	16	15	0,0324	0,6384	0,0508	4,4728	145,2892	0,0103	0,2871	0,0593	0,0237	0,1567	0,1567
	15	06	0,0324	0,6384	0,0508	5,9383	192,8898	0,0078	0,2616	0,0514	0,0192	0,1456	0,1456

Tabla 17. Cálculo de los parámetros hidráulicos

Calle	Tramo		Conducción Tubo Parcialmente Lleno				
	Del	Al	Vr (m/s)	T (m)	Ar (m ²)	Pr (m)	Rh (m)
Principal	01	02	0,7869	0,0177	0,0014	0,1217	0,0097
	02	03	1,0270	0,0147	0,0010	0,1108	0,0088
	03	04	0,9044	0,0166	0,0012	0,1178	0,0094
	04	05	0,9514	0,0162	0,0012	0,1163	0,0092
	05	06	0,7890	0,0182	0,0014	0,1235	0,0098
	06	07	0,8379	0,0174	0,0013	0,1206	0,0096
	07	08	1,0409	0,0150	0,0011	0,1119	0,0089
	08	09	1,2611	0,0132	0,0009	0,1049	0,0083
	09	10	1,2102	0,0141	0,0010	0,1053	0,0086
	10	11	1,2409	0,0142	0,0010	0,1085	0,0086
	11	12	1,2322	0,0146	0,0010	0,1103	0,0088
	12	17	1,2044	0,0151	0,0011	0,1120	0,0089
	17	18	2,0186	0,0102	0,0006	0,0916	0,0073
	18	19	1,4223	0,0136	0,0009	0,1064	0,0085
Junín	19	20	1,7137	0,0120	0,0008	0,1000	0,0079
	20	21	1,7008	0,0121	0,0008	0,1003	0,0080
La Palma	14	13	1,2679	0,0122	0,0008	0,1005	0,0080
	13	05	0,9350	0,0156	0,0011	0,1141	0,0091
La Palma	16	15	1,2842	0,0120	0,0008	0,1000	0,0080
	15	06	1,5535	0,0104	0,0006	0,0930	0,0074

Tabla18. Verificación de la velocidad mínima y tensión tractiva

Calle	Buzón inicial	Buzón final	Velocidad		Tensión tractiva (Ti) [Kg/m ²]	Criterio de la velocidad mínima		Criterio de la tensión tractiva [Kg/m ²]
			Velocidad a sección llena [m/s]	parcialmente llena [m/s]		A	A sección	
						sección llena [m/s]	parcialmente llena [m/s]	
Principal	01	02	2,14	0,787	2,861	ok	ok	ok
	02	03	3,14	1,027	5,606	ok	ok	ok
	03	04	2,56	0,904	3,965	ok	ok	ok
	04	05	2,74	0,951	4,474	ok	ok	ok
	05	06	2,11	0,789	2,812	ok	ok	ok
	06	07	2,31	0,838	3,288	ok	ok	ok
	07	08	3,15	1,041	5,673	ok	ok	ok
	08	09	4,14	1,261	9,185	ok	ok	ok
	09	10	3,82	1,210	8,074	ok	ok	ok
	10	11	3,90	1,241	8,439	ok	ok	ok
	11	12	3,79	1,232	8,118	ok	ok	ok
	12	17	3,63	1,204	7,575	ok	ok	ok
	17	18	7,86	2,019	28,999	ok	ok	ok
	18	19	4,58	1,422	11,432	ok	ok	ok
19	20	5,97	1,714	18,247	ok	ok	ok	
20	21	5,91	1,701	17,906	ok	ok	ok	
Junín	14	13	4,39	1,268	9,908	ok	ok	ok
	13	05	2,76	0,935	4,443	ok	ok	ok
La	16	15	4,47	1,284	10,246	ok	ok	ok
Palma	15	06	5,94	1,553	16,780	ok	ok	ok

Las velocidad en las tuberías se encuentren entre el rango de 0,6 m/s a 3,0 m/s para evitar la sedimentación y arrastre de partículas en las tuberías. Las velocidades de flujo en los colectores secundarios, principales y emisores varían de 0,787 m/s a 2,019 m/s.

4.2 Discusión

Las velocidades a sección parcialmente llena en todos los tramos tal como se muestra en la tabla 18; no son inferiores a 0,6 m/s, lo que significa que la tubería está bien dimensionada, y no representa peligro en caso sea arenada

En la tabla 16 en los tramos Bz17- Bz18, Bz19- Bz20, Bz20- Bz21, Bz15- Bz06, las velocidades son muy altas que sobrepasan a la velocidad máxima establecida que viene ser 5,00 m/s. (Tabla 4)

Las velocidades a tubo lleno alcanza en un rango de 2,11 m/s y 7,76 m/s tal como se muestra en la tabla 16, contando con longitudes de tuberías que alcanzan valores de 8,80 m hasta 48,80 m tal como se muestra en la tabla 15.

En la tabla 17, se han determinado valores de diámetro teórico calculado de cada tramo, variando de 0,787 hasta 1,94 pulgadas, comprobado así que el diámetro establecido en la red de alcantarillado es de 200 mm. A su vez, se han calculados caudales a tubo lleno (QLL) entre 68,42 lt/s 68,49 lt/s. tal como se muestra en la tabla 16.

Según la investigación realizada por Plazas (2007), en su estudio Análisis del sistema de alcantarillado sanitario para el barrio Villa Carol afirma. Los colectores del sistema podrán transportar los gastos máximos de aportación a velocidades que varían en un rango 0,37 m/s hasta 0,97 m/s lo cual garantiza el desalojo de aguas negras eficiente sin restricciones en la tubería por sedimentación ni desgaste de la misma por un exceso de velocidad, de acuerdo a nuestra investigación los resultados obtenidos el funcionamiento normal y desarrollo efectivo del sistema actual, el cual drena por efecto de la gravedad, las velocidades a tubo parcialmente lleno evaluadas para esa red varían de 0,787 m/s a 2,019 m/s tal como se muestra en la tabla 18.

Los valores encontrados en la tabla 18 de la fuerza de tensión tractiva cumple con la norma establecida por el RNE lo que implica que estas redes

pueden seguir funcionando, sin que tengan mayores inconvenientes para su funcionamiento, en esta investigación con respecto Vargas (2006), afirma también que cumple la fuerza de tensión tractiva para las redes de alcantarillado del San Juan del Cesar – Guajira

4.3 Contratación de la hipótesis

La hipótesis planteada en la investigación es que la eficiencia del sistema de alcantarillado, caserío Santa Clara debida que velocidad del flujo está por encima del rango la velocidad mínima establecida en el RNE: Norma OS. 070 redes de aguas residuales, garantizando el desalojo de aguas negras, es eficiente.

CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

La eficiencia del sistema de alcantarillado para transportar las aguas residuales en general, cumple con las normas establecidas por el RNE: OS.070 redes de aguas residuales: velocidad mínima permisible y tensión tractiva, tal como se muestra en la tabla 19.

Tabla 19. Velocidad mínima permisible y tensión tractiva.

Tramo		Velocidad mínima (m/s)	Tensión tractiva (Kg/m ²)
01	02	0,787	2,861
02	03	1,027	5,606
03	04	0,904	3,965
04	05	0,951	4,474
05	06	0,789	2,812
06	07	0,838	3,288
07	08	1,041	5,673
08	09	1,261	9,185
09	10	1,210	8,074
10	11	1,241	8,439
11	12	1,232	8,118
12	17	1,204	7,575
17	18	2,019	28,999
18	19	1,422	11,432
19	20	1,714	18,247
20	21	1,701	17,906
14	13	1,268	9,908
13	05	0,935	4,443
16	15	1,284	10,246
15	06	1,553	16,780

Los componentes que influyen en su funcionamiento de sistema de alcantarillado en el caserío Santa Clara como son: buzones, conexiones domiciliarias, cámaras de caída no presenta defectos en su construcción y en su funcionamiento.

Los parámetros hidráulicos tales como las velocidades de diseño alcanzan 0,787 m/s, llegando hasta velocidades de 2,019 m/s cumpliendo de esta manera los parámetros establecidos dentro de las normas del RNE: OS.070 redes de aguas residuales $0,60 \text{ m/s} < v < 5,00 \text{ m/s}$, así como también la fuerza de tensión tractiva cumple con un valor mínimo $\tau = 1,0 \text{ Pa}$, por lo tanto el sistema de alcantarillado pueden seguir funcionando, sin que tengan mayores inconvenientes.

5.2 Recomendaciones

Se debe garantizar que las velocidades y pendientes no sean demasiadas bajas como para producir sedimentación, ocasionando costos de mantenimiento elevados, así como mantener la velocidad en $0,60 \text{ m/seg} < V < 5,00 \text{ m/seg}$ cumpliendo de esta manera con el auto-limpieza y evitando desgaste en la tubería.

Con la finalidad de mantener en buen estado de conservación los componentes de un sistema de alcantarillado sanitario, es importante tener un programa de mantenimiento regular de colectores a fin de prevenir la obstrucción, pérdida de capacidad, roturas y malos olores, a fin de asegurar el buen funcionamiento del sistema.

Evitar el ingreso de aguas freáticas o de infiltración. Esto también aumentaría la cantidad de agua que pueden llevar las tuberías y el aporte de sedimentos del suelo, lo más probable es que las tuberías se obstruyan y se rebosen las cámaras de alcantarillado.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA

Sánchez Segura, A. 1995. Proyecto de Sistemas de Alcantarillado. Instituto Politécnico Nacional México.

NORMA BOLIVIANA NB-688. 2007. Norma Técnica de Diseño para Sistemas de Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Residuales- Primera Revisión.

Orozco Hernández, O. 1992. Diseño e la red de alcantarillado sanitario para la aldea la Estancia de la Virgen, Departamento de El Progreso. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de ingeniería.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES 2006. "OS.070 redes de aguas residuales".

Saldarriaga, V. 2001. "Hidráulica de Tuberías". Primera edición, editorial Mc Graw Hill Interamericana. Colombia, pp. 207 – 213.

Hernández Colocho, L 1998. Tesis: Mejoramientos de la Red de Alcantarillado de Aguas Negras en el Sector Nor-Oriente del Municipio de Cuzcatancingo, Depto. de San Salvador. Universidad de El Salvador.

Metcalf and Eddy, Inc. 1996. Ingeniería de aguas residuales tratamiento, vertido y reutilización. Editorial Mc Graw-Hill/Interamericana. Tercera edición. Vol. 1 y 2. Mexico D.F. 1459 pp.

López Cualla, R. 2006. Elementos de diseño para Acueductos y Alcantarillado. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda Edición

Vargas, D. 2006. Diseño de Alcantarillado Sanitario de los caseríos

San Francisco - San Luis del cantón Tisaleo, Provincia de Tungurahua.

Segovia, A. 2008. Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario del Caserío el Calvario

Agüero Pittman R. 1997. "Agua Potable para Poblaciones Rurales: Sistema de Abastecimiento por Gravedad sin Tratamiento". Servicios Educativos Rurales. Lima, Perú, pp. 93

Hardenbergh, A. 1981. "Ingeniería Sanitaria". Compañía Editorial Continental, S.A., Séptima edición. México.

Tchobanoglous, G. 199. "Ingeniería de Aguas Residuales. Redes de Alcantarillado y Bombeo". Segunda Edición. Madrid España.

Romero Rojas, A. 2001."Tratamiento de Aguas Residuales". Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá Colombia.

Hardenbergh, E. 1981. "Ingeniería Sanitaria". Compañía Editorial Continental, S.A., Séptima edición. México.

Rivas Mijares, G. 2002 "Abastecimientos de Agua y Alcantarillado". Segunda Edición. Caracas Venezuela.

Hernández Muñoz, A. 1997. "Saneamiento y alcantarillado .Vertidos residuales" 5ª edición. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. ISBN 84-380-0124-6

ANEXO A: FIGURAS

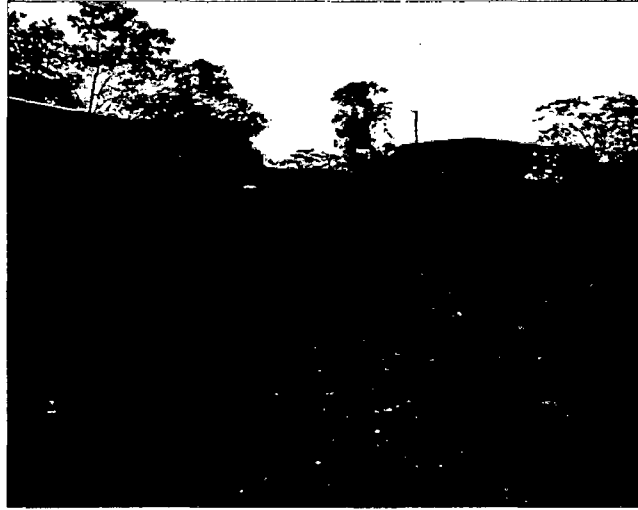


Figura 16. Calle Principal tramo Bz 11- Bz 12

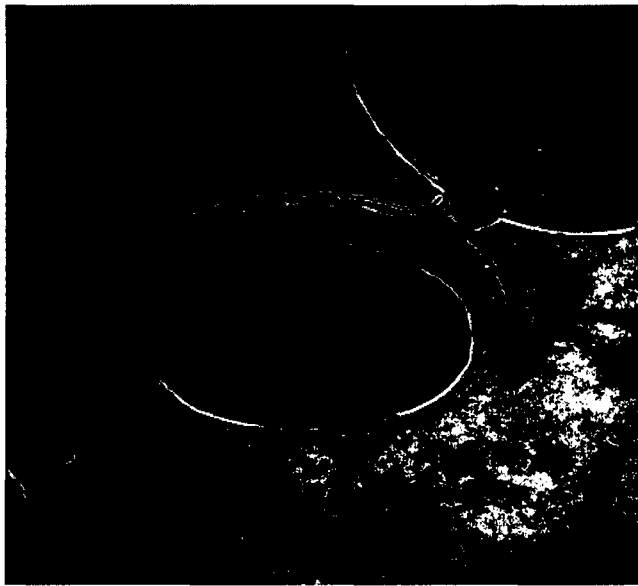


Figura 17. Verificación de enlucido y canaleta del buzón, Bz 04 con coordenadas UTM E: 782673,000 y N: 9393455,000



Figura 18. Medición de altura de buzón Bz 18 con coordenadas UTM E: 782347,000 y N: 9393149,000



Figura 19. Verificación del estado del buzón Bz 12 con coordenadas UTM E: 782387,000 y N: 9393063,000



Figura 20. Inspección de caja domiciliaria de desagüe en la calle principal, lote N° 015, del señor Medina Bustamante Rosel.

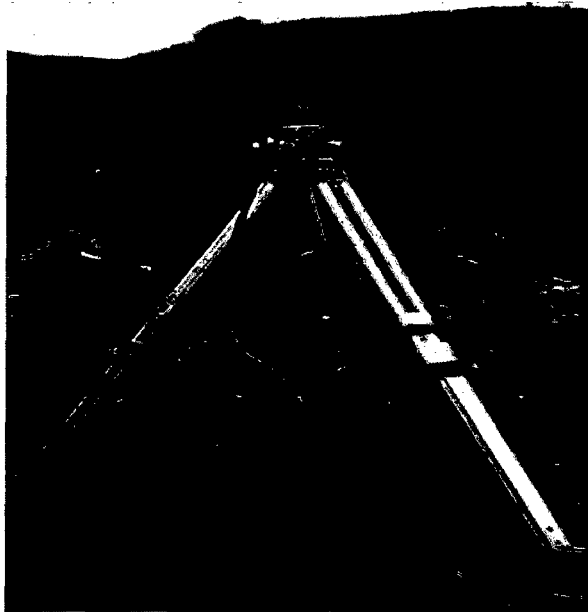


Figura 21. Nivel topográfico para determinar el desnivel en el tramo Bz 18 - Bz 19

**ANEXO B: PROGRAMA PARA HALLAR LOS
PARÁMETROS HIDRÁULICOS**

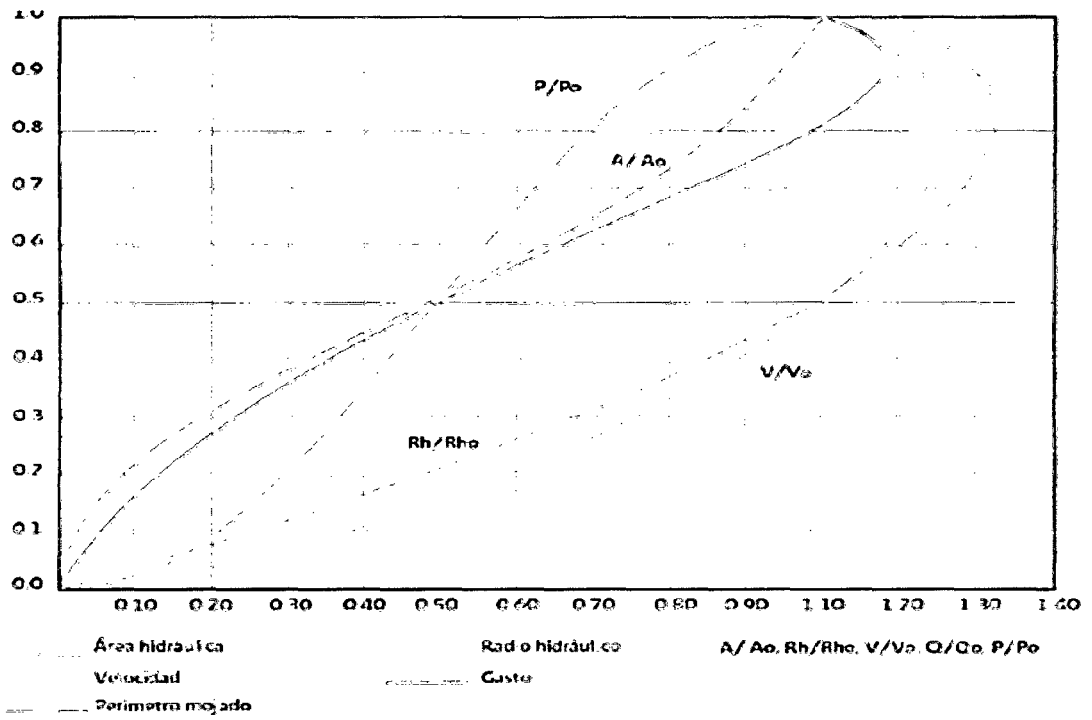


Figura 28. Curvas y parámetros hidráulicas en tubería

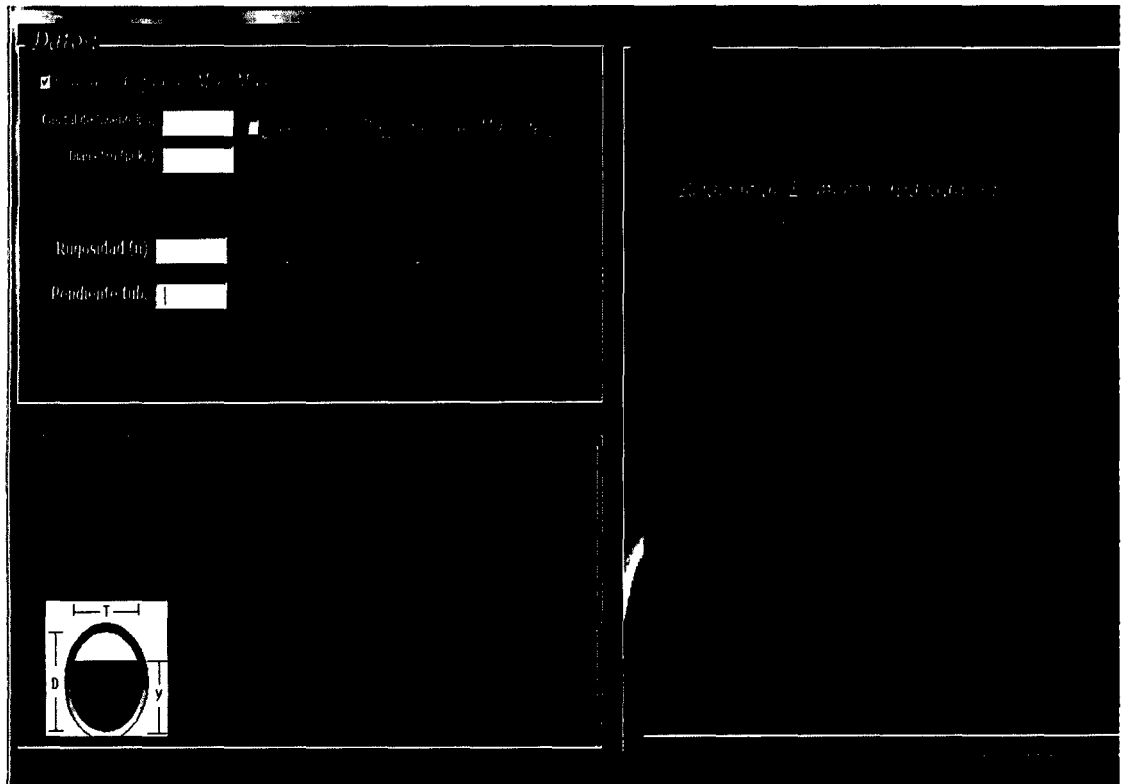


Figura 29. Programa para hallar los parámetros hidráulicos

ANEXO C: PLANOS