

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE
HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS, GEOLOGIA Y
CIVIL

ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL



DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
MEDIANTE UN SISTEMA DE BOMBEO

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

URBANO ANTEZANA QUISPE

ASESOR:

ING. EDWARD LEON PALACIOS


AYACUCHO-PERU

2015

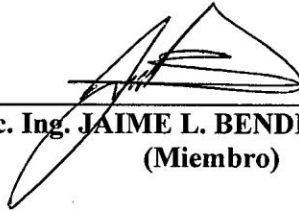
**“DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
MEDIANTE UN SISTEMA DE BOMBEO”**

RECOMENDADO : 07 DE DICIEMBRE DEL 2015

APROBADO : 23 DE DICIEMBRE DEL 2015




Dr. Ing. JAIME HUAMAN MONTES
(Presidente)



MSc. Ing. JAIME L. BENDEZÚ PRADO
(Miembro)



MSc. Ing. EDWARD LEÓN PALACIOS
(Miembro)




Ing. FLORO N. YANGALI GUERRA
(Secretario Docente)

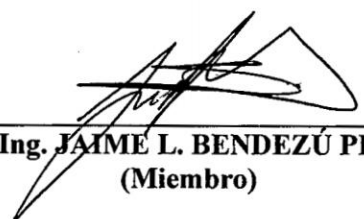
Según el acuerdo constatado en el Acta, levantada el 23 de diciembre del 2015, en la Sustentación de Tesis presentado por el Bachiller Urbano ANTEZANA QUISPE, con la Tesis Titulado “DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE UN SISTEMA DE BOMBEO”, fue calificado con la nota de DIECISÉIS (16) por lo que se da la respectiva APROBACIÓN.

RECOMENDADO : 07 DE DICIEMBRE DEL 2015

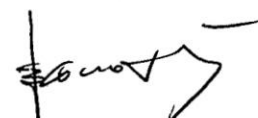
APROBADO : 23 DE DICIEMBRE DEL 2015



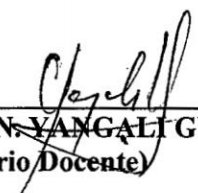
Dr. Ing. JAIME HUAMAN MONTES
(Presidente)



MSc. Ing. JAIME L. BENDEZÚ PRADO
(Miembro)



MSc. Ing. EDWARD LEÓN PALACIOS
(Miembro)



Ing. FLORO N. YANGALI GUERRA
(Secretario Docente)

Presentación

Esta tesis es presentada como parte de los requisitos para optar el título académico de ingeniero civil, de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga

La misma contiene los resultados obtenidos en investigaciones llevadas a cabo en el periodo 2014-2015.

URBANO ANTEZANA QUISPE

Antezana07@hotmail.com

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

Ayacucho, Diciembre de 2015

Dedicatoria

A mis padres: Rosa Quispe Quintana y Urbano Antezana Cotaquispe que en paz descanse, agradezco por todo el apoyo y ponerme en el camino correcto en todo el sentido de la vida. Mis hermanos Ana, Rayda, Miguel, Richard, pedro, por el apoyo y comprensión en todo momento.

Agradecimientos

A Dios creador del maravilloso universo, quien me bendice y me da fuerzas en mi vida.

A la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Escuela de Ingeniería Civil, mi alma mater de mi preparación profesional.

A todos los Docentes de la escuela de Ingeniería Civil, por compartir sus conocimientos y orientación profesional.

Al Ing. Edward León Palacios por compartir sus conocimientos, orientación y Confianza en mi persona para la elaboración de la presente tesis como asesor.

Al Ing. Jaime Bendezu Prado por compartir sus conocimientos, apoyo, amistad y Confianza en mi persona.

Al ing. Carlos O. Apaza Coaquira por compartir sus conocimientos, apoyo, amistad y Confianza en mi persona.

A mis amigos y familiares por el apoyo en todos los momentos compartidos.

Resumen

El presente trabajo de investigación plantea dar solución al problema de evacuación de aguas servidas cuando estas no pueden ser vertidas por gravedad. Este tipo de casos se presentan en problemas de superficies planas, donde el nivel de un punto respecto a otro la pendiente es mínimo, así como las zonas adyacentes posibles de evacuación de aguas servidas.

También se presentan estos casos cuando la zona o el trayecto por donde se quiere conducir las aguas residuales, presentan problemas topográficos, geológicos, hidrológicos y otros, por lo tanto es necesario plantear otro tipo de sistema para poder tratar y eliminar las aguas residuales de una población conforme a la norma y Reglamento Nacional de Edificaciones. En este sentido se plantea el uso de un sistema de impulsión por bombeo a partir del último buzón de llegada; en donde se va implementar una estructura hidráulica de cámara de rejillas, cámara de desarenador, cámara húmeda y cámara de válvulas los cuales vienen a ser componentes de un sistema de bombeo de aguas residuales.

El sistema de bombeo se puede plantear el uso de dos tipos de bomba sumergibles e insumergibles, en nuestro caso se usó bombas sumergibles, 02 bombas ubicados en paralelo, donde el uso alternado nos sirve para un adecuado funcionamiento y mantenimiento o cuando se produzca un avería por atascamiento de material orgánico u otro material.

Palabra Clave: PTAR, Sistema de Bombeo.

INDICE GENERAL

Portada

Presentación.....	I
Dedicatoria.....	II
Agradecimiento.....	III
Resumen.....	IV
Índice general.....	V
Índice de tablas.....	X
Índice de cuadros.....	XI
Índice de figuras.....	XII

1. INTRODUCCION.....	1
1.1. ANTECEDENTES.....	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.3. JUSTIFICACION E IMPORTANCIA.....	4
1.3.1. Técnica.....	4
1.3.2. Económica.....	4
1.4. OBJETIVOS.....	5
1.4.1. Generales.....	5
1.4.2. Específicos.....	5
1.5. HIPOTESIS.....	5
1.5.1. Hipótesis Principal.....	5
1.5.2. Hipótesis Específicos.....	5
1.6. ORGANIZACION DEL ESTUDIO.....	6

2. MARCO TEORICO.....	8
2.1. INTRODUCCION.....	8
2.1.1. Sistema de Alcantarillado.....	9
2.2. CAUDAL DE DISEÑO.....	10
2.3. CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS.....	10
2.3.1. Coeficiente de Retorno.....	11
2.3.2. Consumo de Agua Potable.....	11
2.3.3. Población.....	14
2.3.4. Densidad de Población.....	15
2.3.5. Área de Drenaje.....	15
2.4. CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES.....	16
2.5. CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES COMERCIALES.....	16
2.6. CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES INSTITUCIONALES.....	17
2.7. CAUDAL MEDIO DIARIO DE AGUAS RESIDUALES.....	17
2.8. CAUDAL MAXIMO HORARIO DE AGUAS RESIDUALES.....	17
2.8.1. Método de Coeficiente de Mayoración.....	18
2.8.2. Método de Coeficiente de Punta.....	19
2.9. CAUDAL DE INFILTRACION.....	21
2.10. CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS.....	22
2.11. CAUDAL DE DISEÑO.....	22
2.12. ESTRUCTURAS DEL SISTEMA DE BOMBEO.....	23
2.12.1. Aguas Residuales Domesticas.....	23
2.12.2. Aguas residuales Industriales.....	23

3.1.1.	Composición de las Aguas Residuales.....	24
3.1.2.	Características de las Aguas Residuales.....	26
2.13.	CAMARA DE REJAS.....	35
2.14.	DESARENADOR.....	36
2.15.	CAMARA HUMEDA Y EQUIPOS DE BOMBEO.....	36
2.16.	SISTEMA DE CONTROL.....	37
2.17.	CAMARA DE VALVULAS.....	38
2.18.	TUBERIA DE IMPULSION.....	38
3.	DISEÑO DE BOMBA, DETERMINACION DE TUBERIA DE IMPULSION Y VOLUMEN DE CAMARA...-.....	40
3.1.	INTRODUCCION.....	40
3.2.	CAUDAL DE DISEÑO PTAR.....	41
3.3.	ALTURA MANOMETRICA TOTAL.....	42
3.4.	DETERMINACION DE TUBERIA DE IMPULSION.....	45
3.5.	DETERMINACION DEL VOLUMEN UTIL DE LA CAMARA.....	47
3.6.	DETERMINACION DE LAS PRESIONES MAXIMAS Y SOBRE PRESION POR GOLPE DE ARIETE.....	49
4.	DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DEL SISTEMA DE BOMBEO.....	52
4.1.	INTRODUCCION.....	52
4.2.	DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS.....	52
4.2.1.	Estructura General de la Planta.....	52
4.2.2.	Profundidad de la Cámara de Rejas.....	54

4.2.3. Profundidad de la Cámara Húmeda.....	54
4.3. INGENIERIA BASICA Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS.....	56
4.3.1. Calculo de Caudales.....	56
4.3.2. Diseño de Cámara de Rejas.....	59
4.3.3. Diseño de Desarenador.....	63
4.3.4. Selección del Diámetro de la tubería de Impulsión.....	65
4.3.5. Diseño de la Cámara Húmeda.....	66
4.3.6. Calculo de la Altura Manométrica Total.....	69
4.3.7. Presión en la tubería de Impulsión.....	72
5. RESULTADOS Y DISCUSION	75
5.1. INTRODUCCION.....	75
5.2. CALCULO DE CAUDAL DE DISEÑO.....	75
5.2.1. Calculo de Población Futura.....	75
5.2.2. Dotación.....	76
5.2.3. Calculo de Caudal máximo horario.....	76
5.2.4. Caudal de Infiltración.....	78
5.2.5. Caudal de Diseño.....	78
5.3. DISEÑO DE LA RED COLECTOR DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....	79
5.4. DISEÑO DE LA RED EMISOR DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y OBTENCION DE LA ALTURA FINAL DEL BUZON.....	83
5.5. DISEÑO DE LA CAMARA DE REJAS.....	84
5.6. DISEÑO DEL DESARENADOR.....	89
5.7. DISEÑO DE LA CAMARA HUMEDA.....	91

5.8. DISEÑO DE LA CAMARA DE VALVULAS.....	95
5.9. DISEÑO DE LA TUBERIA DE SUCCION E IMPULSION.....	96
5.10. CALCULO DE LA ALTURA MANOMETRICA.....	98
5.10.1. Altura Geométrica Total.....	98
5.10.2. Perdida Por Fricción.....	100
5.10.3. Altura de Velocidad.....	100
5.10.4. Perdida Por Accesorios.....	101
5.10.5. Factor de Seguridad.....	102
5.11. DISEÑO DE LA BOMBA.....	103
5.12. PRESION EN LA TUBERIA DE IMPULSION.....	107
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	111
6.1. LINEAS DE INVESTIGACION.....	111
6.2. CONCLUSIONES.....	111
6.3. RECOMENDACIONES.....	114
Bibliografía.....	115
ANEXO.....	116
A. DATOS GENERALES DEL PROYECTO.....	117
B.CALCULO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....	120
C.ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LA BOMBA.....	124
D.CALCULO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE BOMBEO.....	126
D.LAMINAS Y PLANOS.....	131

INDICE DE TABLAS

Tabla N° 2.1 – Consumo Residentes Típicos.....	12
Tabla N° 2.2 – Consumos Típicos de los sectores comerciales e industriales.....	13
Tabla N° 2.3 – Tabla de incrementos.....	14
Tabla N° 2.4 – Aporte de infiltración por longitud de tubería.....	21
Tabla 2.5 – Contaminantes de importancia en el tratamiento de Agua residuales.....	25
Tabla 2.6 – Tipos de solidos presentes en las aguas residuales domesticas.....	28
Tabla 2.7 – Composición típica de aguas residuales domesticas no tratadas.....	34
Tabla 3.1 – Valores de coeficiente de Rugosidad.....	44
Tabla 5.1 – Hoja de cálculo para determinar el diámetro, tubería de succión.....	97
Tabla 5.2 – Hoja de cálculo para determinar las pérdidas de carga por accesorios, tubería de impulsión (h_{md}).....	102
Tabla 5.3 – Valores de Caudal y Altura de la bomba A02Q.....	105
Tabla 5.4 – Calculo de las diferentes Alturas manométricas para distinto caudales.....	106

INDICE DE CUADROS

Cuadro N° 4.1 - Velocidades de sedimentación para diferentes tamaños de arenas a una temperatura de 16 °C y una eliminación cercana al 90%.....	64
Cuadro N° 4.2 - Criterios de diseño de los desarenadores.....	64
Cuadro B.1: Calculo Hidráulico Red Colector.....	120
Cuadro B.2: Calculo Hidráulico Red Emisor.....	123
Cuadro D.1: Calculo estructural de cámara húmeda	126

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Planteamiento de problema del proyecto de tipo convencional.....	3
Figura N° 2.1 –Curva S de crecimiento vegetativo.....	15
Figura 4.1 – Vista en planta de las estructuras.....	53
Figura 4.2 – Vista en perfil de las estructuras y la profundidad de la cámara húmeda.....	55
Figura 4.3 – Vista en perfil de la cámara húmeda.....	56
Figura 4.4 – Sección del canal de la cámara de rejás.....	60
Figura 4.5 – Sección del canal de la cámara de rejás.....	62
Figura 4.6 – Sección del área mojada del canal de la cámara de rejás.....	62
Figura 4.7 – Niveles de Volumen de la cámara húmeda.....	69
Figura 5.1 – Plano en planta y diagrama de flujo del buzón N° 1 a 4.....	80
Figura 5.2 – Vista de perfil del buzón N° 1 a 4 y altura de los buzones.....	80
Figura 5.3 – Plano en planta y diagrama de flujo del buzón N° 4 a 8.....	81
Figura 5.4 – Vista de perfil del buzón N° 4 a 8 y altura de los buzones.....	81
Figura 5.5 – Plano en planta y diagrama de flujo del buzón N° 8 a 10.....	82
Figura 5.6 – Vista de perfil del buzón N° 8 a 10 y altura de los buzones.....	82
Figura 5.7 – Plano en planta y diagrama de flujo del buzón N° 32 a 35, red emisor.....	83
Figura 5.8 – Vista de perfil del buzón N° 32 a 35 y altura de los buzones.....	84

Figura 5.9 – Forma de canal de cámara de rejas.....	85
Figura 5.10 – Esquema del canal para condiciones de caudal de diseño.....	86
Figura 5.11 – Composición del área de la sección mojada.....	87
Figura 5.12 – Vista en planta y Sección final de la cámara de rejas.....	89
Figura 5.13 – Vista en planta y Sección final de la cámara Desarenador.....	91
Figura 5.14 – Vista en perfil y de los niveles de altura de la cámara húmeda.....	95
Figura 5.15 – Vista en planta de la cámara de válvulas.....	96
Figura 5.16 – Calculo de la Altura Geométrica Total.....	99
Figura 5.17 – Curva de desempeño a 60 Hz y 350 RPM de la bomba <i>A02Q – M</i>	105
Figura 5.18 – Curva del sistema de la bomba <i>A02Q – M</i>	106
Figura A.1 – Problema y objetivo central del Proyecto de la aplicación práctica.....	117
Figura A.2 – Vista general de la zona del proyecto.....	118
Figura A.3 – Vista de estructuras desusadas de la zona del proyecto.....	119
Figura C.1 – Especificaciones técnicas de bomba.....	124
Figura C.2 – Especificaciones técnicas de bomba y aplicaciones.....	125

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1.ANTECEDENTES

Toda actividad humana produce inevitablemente aguas residuales, por ello surge la ingeniería de las aguas residuales, cuyo fin es la protección del medio ambiente con arreglo a las posibilidades económicas e intereses sociales y políticos.

Para su control y disposición final las aguas residuales deben ser transportadas hacia las Plantas de Tratamientos de Aguas Residuales *PTAR* donde serán purificadas y tratadas, de acuerdo a las normas y reglamento nacional de edificaciones, para luego ser devueltas al medio ambiente.

Su traslado y recolección se realiza por medio de la red de alcantarillado de aguas servidas que se traza por las calles y vías urbanas, éstas escurren generalmente en forma gravitacional, sin embargo, existen obras especiales como “El Sistema de Bombeo de Aguas Servidas”, cuya función es transportar y elevar las aguas servidas por una tubería, desde un punto de cota baja de la estructura hacia otro que posee una cota mayor, incorporándolas nuevamente al sistema o a una cámara de inspección.

En los siguientes párrafos se diseñará el sistema de bombeo, a partir de un caudal de diseño y una altura de elevación geométrica definido por la topografía del terreno, se mostrará cuáles son los cuidados y criterios que se deben tener presente para el diseño de los principales elementos, selección de equipos de bombeo y el diseño de las estructuras como: cámara de rejillas, cámara desarenador, cámara húmeda y la cámara de válvulas.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El problema se presenta debido a casos Topográficos, geológicos, hidrológicos y otros, en el trayecto por donde se quiere conducir las aguas residuales, al establecer una planta de tratamiento de aguas residuales por medio de lagunas de estabilización¹, esta debido a la pendiente necesaria para transportar las aguas residuales de estructura a estructura incrementa su profundidad con respecto al nivel del terreno y al final en la estructura de la laguna primaria se tiene una altura demasiada alta, esta altura genera un volumen de movimiento de tierra alto el cual económicamente no es viable.

El problema también se presenta debido a la instalación de estructuras convencionales inadecuadas que afectarían la salud de la población y el medio ambiente, al colapsar las estructuras del alcantarillado.

Otro problema que existe en el lugar del proyecto es el nivel freático debido a que se encontró aguas a una altura de 1.5m y debido a que las estructuras se encuentran por debajo del nivel freático son afectados por la infiltración y a su vez estas estructuras colapsan en el transcurso del tiempo por el efecto del agua.

¹ Planteamiento de problema del proyecto Figura 1.1

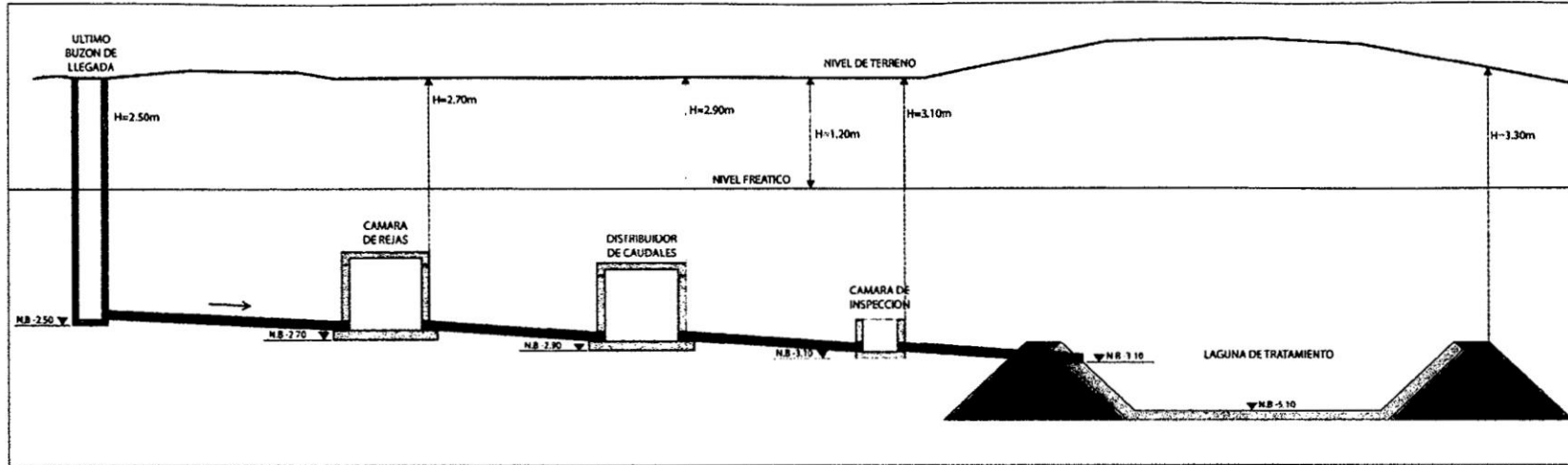


Figura 1.1 – Planteamiento de problema del proyecto de tipo convencional. Fuente: Elaboración propia

1.3. JUSTIFICACION E IMPORTANCIA

1.3.1. Técnica

El alcantarillado sanitario es muy importante en nuestro país, la gran mayoría es un sistema a gravedad debido a que existen pendientes adecuadas en las áreas urbanas y rurales, pero existen regiones en nuestro país que tienen pendiente mínimo y es necesario ganar altura mediante casetas de bombeo.

Hay zonas rurales y urbanas con problemas topográficos, geológicos y otros, el crecimiento de la población ya sean por factores de inmigración etc. Que requieren de un sistema de alcantarillado y planta de tratamiento de aguas residuales e instalación de estas estructuras adecuadas. En este sentido de problemas topográficos se plantea el uso de un sistema de impulsión por bombeo a partir del último buzón de llegada; en donde se va implementar una estructura hidráulica como: cámara de rejillas, cámara de desarenador, cámara húmeda y cámara de válvulas los cuales vienen a ser componentes de un sistema de bombeo de aguas residuales.

1.3.2. Económica

En el presente trabajo de investigación es mostrar el proceso de diseño y cálculo de las estructuras de un sistema de bombeo que consta de la cámara de rejillas, cámara desarenador, cámara húmeda, cámara de válvulas para elevar las aguas Residuales de acuerdo al Caudal de diseño.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Generales

- Realizar el proceso de cálculo y diseño óptimo de las estructuras como: cámara húmeda de Aguas Residuales de capacidad Q y H , la Bomba y tubería de impulsión en el PTAR y de esta forma contribuir como una guía en la elaboración de proyectos y ejecución de obras similares.

1.4.2. Específicos

- Determinar el Caudal de diseño Q_d de aguas residuales.
- Determinar la pendiente y las dimensiones de la cámara de rejillas.
- Determinar las dimensiones de la cámara desarenador.
- Obtener la Altura Geométrica y desnivel de la topografía de la estructura H_g
- Obtener la Altura Manométrica Total H_t de la bomba.
- Dimensionamiento de la Tubería de Impulsión.
- Determinar el volumen total de la cámara húmeda.

1.5. HIPOTESIS

1.5.1. Hipótesis Principal

Resolver y plantear las ecuaciones matemáticas para dar una solución adecuada al problema planteado del sistema de bombeo de aguas residuales para obtener resultados óptimos y adecuados.

1.5.2. Hipótesis Específicos

1. Existe una relación en la selección de la bomba con el caudal de diseño, el cual definirá la potencia necesaria de la bomba.
2. El caudal de diseño también define el diámetro de la tubería de impulsión y su influencia es alta en los resultados finales.

3. Se debe organizar de una manera adecuada y secuencial el cálculo de los datos y ecuaciones debido a que el dimensionamiento de una estructura condiciona al resto de las estructuras del sistema de bombeo

1.6. ORGANIZACION DEL ESTUDIO

El presente trabajo de investigación se ha organizado de la siguiente manera:

- El **Capítulo 1**, se presenta el planteamiento del problema, la justificación e importancia del trabajo de investigación. Además se hace un planteamiento sobre los objetivos e hipótesis que se persigue con el presente trabajo de investigación.
- El **Capítulo 2**, en este capítulo se desarrolla la teoría sobre el sistema alcantarillado, donde interviene el caudal de diseño, el consumo de agua potable, la población beneficiaria, densidad de la población, área a intervenir. Además desarrolla la teoría para desarrollo y planteamiento de las estructuras que conforma el sistema de bombeo como; la cámara de rejillas, cámara desarenador, cámara húmeda, cámara de válvulas, tubería de impulsión.
- El **Capítulo 3**, se plantea las fórmulas matemáticas para el cálculo del caudal de diseño, la altura manométrica, dimensionamiento del diámetro de la tubería de impulsión, dimensionamiento de la cámara húmeda y determinar las presiones máximas y sobrepresiones por golpe de ariete de la bomba.
- El **Capítulo 4**, en este capítulo se desarrolla las ecuaciones matemáticas para el dimensionamiento de las estructuras para el sistema de bombeo, como la cámara de

rejas, cámara desarenador, dimensionamiento de la tubería de succión e impulsión, cámara húmeda, selección de la bomba, cámara de válvulas.

- El **Capítulo 5**, Se presenta los resultados y discusión de la aplicación práctica el cual fue realizado en la comunidad de Sirenachayocc, en el centro poblado de Lobo Tahuantinsuyo, Distrito de Kimbiri, Provincia de La Convención, Región Cusco, donde se plantea un sistema de bombeo para elevar las aguas residuales.
- **Conclusiones y Recomendaciones**, se presenta la conclusión final y recomendaciones necesarias al desarrollo del presente trabajo de investigación.
- La **Bibliografía**, se presenta una lista detallada del material bibliográfico.

El procesamiento de datos fueron realizados con Microsoft Office Excel, Matlab y los gráficos fueron realizados con CorelDraw, Adobe Illustrator, Adobe Flash, AutoCAD, MathType, Adobe Acrobat.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. INTRODUCCION

El sistema de alcantarillado consiste en una serie de tuberías y obras complementarias, necesarias para recibir y evacuar las aguas residuales de la población y la escorrentía superficial producida por la lluvia. De no existir estas redes de recolección de aguas, se pondría en grave peligro la salud de las personas debido al riesgo de enfermedades epidemiológicas y además, se causarían importantes pérdidas de materiales.

Las aguas residuales pueden tener varios orígenes:

- Aguas residuales domesticas: Son aquellos provenientes de inodoros, lavaderos, cocinas y otros elementos domésticos. Estas aguas están compuestas por solidos suspendidos (generalmente materia orgánica biodegradable), solidos sedimentales (principalmente materia inorgánica), nutrientes (nitrógeno y fosforo) y organismos patógenos.
- Aguas residuales industriales: Se originan de los desechos de procesos industriales o manufactureros y debido a su naturaleza, pueden contener, además de los componentes citados anteriormente respecto a las aguas domésticas, elementos tóxicos tales como plomo, mercurio, níquel, cobre y otros, que requieren ser removidos en vez de ser vertidos al sistema de alcantarillado.
- Aguas de lluvia: Proviene de la precipitación pluvial y debido a su efecto de lavado sobre techos, calles y suelos, pueden contener una gran cantidad de solidos suspendidos, en zonas de alta contaminación atmosférica, pueden contener algunos metales pesados y otros elementos químicos.

2.1.1. Sistema de Alcantarillado

Los sistemas de alcantarillados pueden ser de dos tipos: convencionales y no convencionales. En general, los convencionales han sido ampliamente utilizados, estudiados y estandarizados. Son sistemas con tuberías de grandes diámetros que permiten una gran flexibilidad en operación del sistema, necesaria debido a muchos casos a la incertidumbre en los parámetros que definen el caudal (densidad de población y su estimación futura).

Los sistemas de alcantarillados convencionales se clasifican así, según el tipo de agua que conduzcan:

- **Alcantarillado separado**

Un sistema de alcantarillado separado es aquel en el cual se independiza la evacuación de las aguas residuales y lluvias. Se tiene entonces:

- **Alcantarillado Sanitario**

Es el sistema de recolección diseñado para recolectar exclusivamente las aguas residuales domésticas e industriales.

- **Alcantarillado Pluvial**

Es el sistema de evacuación de la escorrentía superficial producida por la precipitación.

- **Alcantarillado Combinado**

Es un alcantarillado que conduce simultáneamente las aguas residuales (domésticas e industriales) y las aguas de lluvias.

2.2. CAUDAL DE DISEÑO

El caudal de diseño para el sistema de alcantarillado es el caudal máximo sin embargo se debe agregar el caudal de infiltración por lo que se expresa con la siguiente formula:

$$Q_d = Q_{max} + Q_i \quad (2.1)$$

Dónde:

Q_d = Caudal de diseño, (l/s)

Q_{max} = Caudal máximo, (l/s)

Q_i = Caudal de infiltración, (l/s)

2.3. CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS

La cuantificación de este aporte es el caudal medio diario, el cual se define como la contribución durante un periodo de 24 horas, obtenida como el promedio durante un año. Cuando no se dispone de datos de aportes de aguas residuales, lo cual es usual en la mayor parte de los casos, se debe cuantificar este aporte con base en el consumo de agua potable obteniendo del diseño de acueducto. El resultado final es un caudal en (l/s*ha) para la población en general o para cada zona del estudio de planeación de la población.

El aporte medio diario para cada una de las zonas se puede expresar en función del área servida y sus características como:

$$Q = \frac{CR * C * D * A}{86400} \quad (2.2)$$

Alternativamente, se puede definir el caudal en función del número de habitantes servidos por el alcantarillado:

$$Q = \frac{CR * C * P}{86400} \quad (2.3)$$

Dónde:

Q = Caudal medio de aguas residuales domesticas (l/s),

CR = Coeficiente de retorno

C = Consumo neto de agua potable ($l/hab * d$)

D = Densidad de población de la zona (hab/ha)

A = Área de drenaje de la zona (ha)

P = Número de habitantes de la zona

Debido al hecho de que el comportamiento hidráulico del alcantarillado sanitario puede ser bastante diferente en el periodo de diseño inicial y final del proyecto, se debe evaluar el caudal para ambos extremos de horizonte de diseño.

2.3.1. Coeficiente de Retorno

Este coeficiente tiene en cuenta el hecho de que no toda el agua consumida dentro del domicilio es devuelta al alcantarillado, en razón de sus múltiples usos como riego, lavado de pisos, cocina y otros. Se puede establecer entonces que solo un porcentaje del total de agua consumida se devuelve al alcantarillado. Este porcentaje es llamado “Coeficiente de Retorno”, el que estadísticamente varía entre 65% y 85% (según el Reglamento Nacional de Edificaciones es 80%).

2.3.2. Consumo de Agua Potable

El consumo total o dotación total es la cantidad de agua usada efectivamente en cada una de las actividades que se realizan en una comunidad. Tradicionalmente se ha clasificado el consumo en:

a) Consumo Residencial

Los valores de la tabla pueden variar de acuerdo a los planes de racionalización del agua. La preparación de alimentos, el aseo personal, descarga de sanitarios tienen una influencia muy importante dentro del consumo residencial, lo cual ha llevado al diseño de sanitarios de bajo volumen de descarga¹.

Tabla N° 2.1 – Consumo Residentes Típicos. Fuente: EDAA²

USOS	CONSUMO (L/hab * d)
Aseo personal	45
Descarga de Sanitarios	40
Lavado de ropa	30
Cocina	20
Riego de jardines	10
Lavado de pisos	5

b) Consumo Comercial, Industrial y Público

El consumo industrial y comercial debe usarse con un criterio acertado ya que los valores usados pueden modificar el caudal de diseño ya que estos valores varían de acuerdo al tipo de industria y por otra parte estos valores son independientes del número de habitantes de la población.

La manera correcta y más rápida es mediante encuestas directas para decidir el consumo diario en la Tabla 2.2

¹ Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, Ricardo Alfredo López Cualla

² Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, Ricardo Alfredo López Cualla

c) Consumo Neto y Ajuste en Condiciones Particulares

El consumo neto es la suma de todos los consumos residenciales, comerciales, industriales y públicos. Estos valores pueden incrementarse a criterio del diseñador, según los siguientes aspectos:

Corrección por tamaño de población: En la medida en que el tamaño de la población se incrementa el consumo se aumenta debido al mayor número de actividades, por ejemplo lavado de carros, riego de área verdes, etc.

Un criterio es establecer que el consumo neto se aumenta un 10% del incremento en el número de habitantes.

Tabla N° 2.2 – Consumos Típicos de sectores comerciales e industriales. Fuente:

EDAA³

USOS	CONSUMO (L/d)
Hoteles (por habitación)	200 – 300
Escuelas: < 20 alumnos	50
> 20 alumnos	80
Industrias (por persona empleada)	80
Restaurantes hasta 50m ²	40
Restaurantes > 50m ²	90
Oficina (por empleado y por 10m ²)	80
Hospitales (por cama)	400
Mataderos (por cabeza sacrificada)	300 – 500
Riego de parques (por habitante)	9

Corrección por temperatura: la temperatura ambiente es uno de los principales factores que afectan el consumo en una comunidad. El consumo neto puede incrementarse así:

³ Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, Ricardo Alfredo López Cualla

Tabla N° 2.3 – Tabla de incrementos. Fuente: EDAA⁴

VARIACION E INCREMENTO	TEMPERATURA
15 y 20%	28 °C
10 y 15%	28°C y 20°C

2.3.3. Población

La determinación del número de habitantes para los cuales ha de diseñarse el sistema es un parámetro básico y esencial para el cálculo del caudal de diseño.

Con el objetivo de estimar la población futura es necesario estudiar las características culturales, económicas de los habitantes en el pasado y presente para estimar el futuro.

Una ciudad o comunidad es un ente dinámico, cuyo número crece por nacimientos e inmigraciones y decrece por muertes y emigraciones.

El elemento más imprevisto y menos previsible en el desarrollo de una comunidad es crecimiento comercial y el desplazamiento por problemas sociales, el cual depende en gran medida de las políticas de gobierno del país.

La curva de crecimiento de la población tiene forma de S y se presenta tres etapas de crecimiento, según se indica en la Figura 2.1 en donde:

AB = Crecimiento temprano con índice creciente. Crecimiento geométrico.

BC = Crecimiento intermedio con índice constante. Crecimiento lineal.

CD = Crecimiento tardío con índice decreciente. Crecimiento logarítmico.

D = Población de saturación.

⁴ Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, Ricardo Alfredo López Cualla

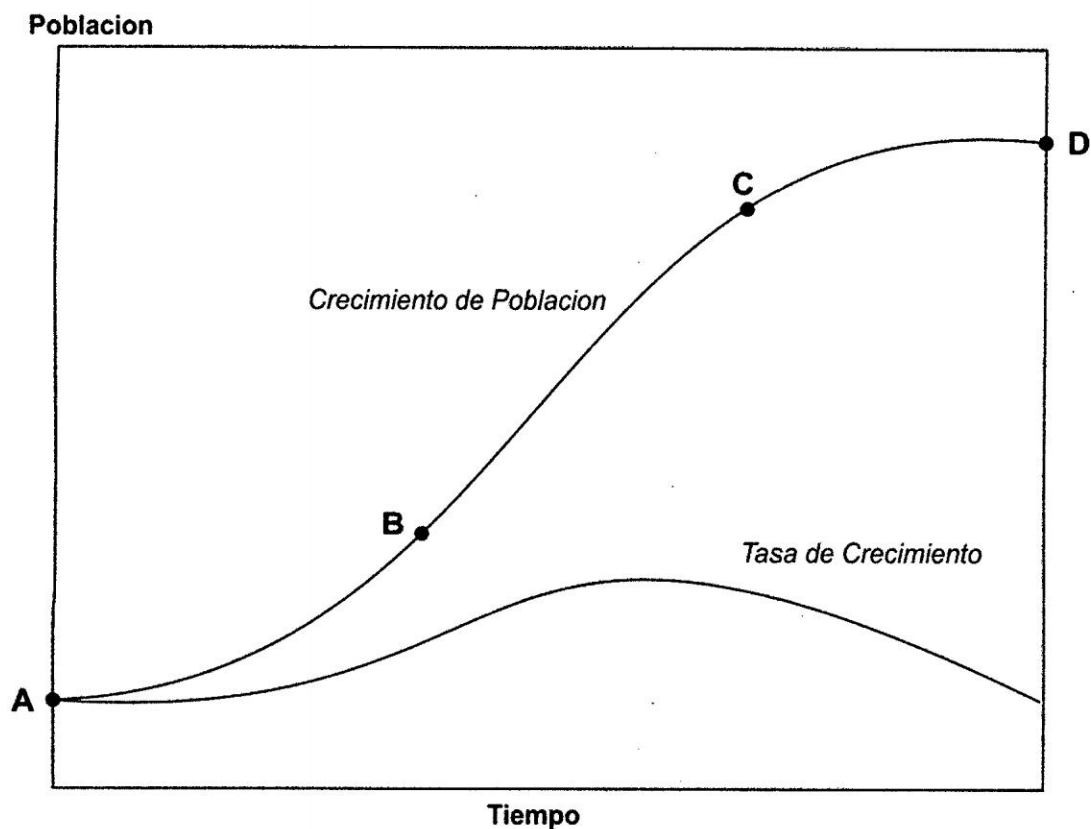


Figura N° 2.1 –Curva S de crecimiento vegetativo. Fuente: EDAA⁵

2.3.4. Densidad de Población

La densidad de población se define como el número de personas por familia o lote, un estudio de densidad de población debe reflejar la cantidad de personas por familia, la densidad obtenida es con el cual se debe diseñar el sistema de alcantarillado.

2.3.5. Área de Drenaje

La determinación de las áreas de drenaje a cada colector debe hacerse de acuerdo con el plano topográfico de la población y el trazado de las tuberías. El área bruta de drenaje aferente a cada colector se obtiene trazando las diagonales o bisectrices sobre las manzanas de la lotización. Las zonas de uso recreacional deben incluirse en dicha área.

⁵ Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, Ricardo Alfredo López Cualla

2.4. CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES

Este aporte de aguas residuales debe evaluarse para cada caso en particular ya que varía de acuerdo con el tipo y el tamaño de la industria, así como de los procesos de tratamiento de aguas, reutilización de la misma y en general de la tecnología empleada para reducir el impacto ambiental de la misma. Por lo anterior es necesario recurrir a la evaluación individual de consumos de agua en la industria por medio de censos, encuestas y aforos.

En poblaciones pequeñas donde posiblemente no existan zonas industriales netamente definidas y se trate de industrias pequeñas localizadas en zonas residenciales o comerciales, puede tomarse un aporte medio de $0.4 \text{ l/s} * \text{ha}$ hasta $1.5 \text{ l/s} * \text{ha}$ (según el tamaño de la población), correspondiendo las hectáreas a área de uso industrial.

El caudal de aguas residuales industriales debe ser definido, tanto para las condiciones iniciales del proyecto, como para el periodo final del diseño.

2.5. CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES COMERCIALES

Es posible que para zonas comerciales claramente definidas, se cuenta con información de consumo totales, densidades de población y coeficiente de retorno (mayores que en zonas residenciales). En este caso el aporte de aguas residuales comerciales se determina de manera similar al formulado para las aguas residuales domésticas. Cuando no se presente las condiciones anteriores se puede emplear un aporte comercial medio de $0.4 \text{ l/s} * \text{ha}$ a $0.5 \text{ l/s} * \text{ha}$, correspondiendo las hectáreas a área de uso comercial.

El caudal de aguas residuales comerciales debe definirse, tanto para las condiciones iniciales del proyecto, como para el periodo final de diseño.

2.6. CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES INSTITUCIONALES

El caudal de aguas residuales se encuentra los aportes de instituciones tales como instituciones educativas, universidades, centros de salud, hospitales, hoteles u otros establecimientos que requieran un tratamiento especial. Como en el caso de aporte industrial, el aporte institucional varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la institución por lo que debe considerarse cada caso en particular. Sin embargo para instituciones pequeñas localizadas en zonas residenciales, puede tomarse un aporte medio diario entre $0.4 \text{ l/s} * \text{ha}$ y $0.5 \text{ l/s} * \text{ha}$, correspondiendo las hectáreas a área de uso institucional.

El caudal de aguas residuales institucionales debe definirse tanto para las condiciones iniciales del proyecto, como para el periodo final de diseño.

2.7. CAUDAL MEDIO DIARIO DE AGUAS RESIDUALES

El aporte medio diario al alcantarillado sanitario resulta de sumar los aportes domésticos con los industriales, comerciales e institucionales a que haya lugar. Se obtienen tanto para el periodo final del proyecto como para el inicial.

2.8. CAUDAL MAXIMO HORARIO DE AGUAS RESIDUALES

El caudal de diseño de la red de colectores debe contemplar el caudal máximo horario. Este caudal se determina a partir de factores de mayoración del caudal medio diario, los cuales se calcula de acuerdo con las características propias de cada población.

Debe tenerse en cuenta que el factor de mayoración es inversamente proporcional al número de habitantes, es decir que los tramos del colector tendrán un factor de mayoración mayor, mientras que en los tramos de emisor tendrá un factor de mayoración menor debido al amortiguamiento de los picos a través de la red de tuberías.

Existen dos formas de calcular el Caudal Máximo Horario que se describe a continuación:

2.8.1. Método de Coeficiente de Mayoración

Con el objetivo de diseñar la red colector, la red emisor y la planta de tratamiento de aguas residuales, es necesario calcular el caudal apropiado, el cual debe combinar las necesidades y cubrir la demanda de la población de diseño y los costos apropiados para un caudal máximo y excesivo. Lo usual es trabajar con tres tipos de caudales, los cuales son:

- a) Caudal Promedio Anual
- b) Caudal Máximo Diario
- c) Caudal Máximo Horario
- d) Caudal Máximo de Aguas Residuales

El caudal de diseño para las redes de alcantarillado sanitario como los colectores y emisores, corresponde al caudal máximo horario, aplicando los factores de mayoración correspondientes.

a) Caudal Promedio Anual (Q_m).

$$Q_m = \frac{P_f * Dot}{86400} \quad (2.4)$$

Dónde:

Q_m = Caudal promedio anual, (l/s)

P_f = Población futura, (hab)

Dot = Dotación, [L / (hab. dia)]

b) Caudal Máximo Diario (Q_{md})

$$Q_{md} = K1 * Q_m \quad \text{Con } K1 = 1.3 \quad (2.5)$$

Dónde:

$K1$ = Factor de mayoracion

Q_m = Caudal promedio anual (l/s)

c) Caudal Máximo Horario (Q_{mh})

$$Q_{mh} = K2 * Q_{md} \quad \text{Con } K2 = 2.0 \quad (2.6)$$

Dónde:

$K2$ = Factor de mayoración

Q_{md} = Caudal Máximo Diario (l/s)

d) Caudal Máximo de Agua Residuales (Q_{res})

$$Q_{res} = 0.8 * Q_{mh} \quad (2.7)$$

Dónde:

Q_{mh} = Caudal Máximo Horario (l/s)

2.8.2. Método de Coeficiente de Punta

Para el cálculo del caudal máximo horario se emplea ecuaciones empíricas que determinan el factor de mayoración. Se presenta las siguientes ecuaciones:

Ecuaciones que calcula el Caudal Máximo Horario en función de la población expresada en miles de habitantes:

a) Ecuación de Babbitt.

Para poblaciones menores a mil habitantes.

$$Q_{\max\text{horario}} = \bar{Q} * \left(\frac{5}{P^{0.2}} \right) \quad (2.8)$$

Dónde:

\bar{Q} = Caudal Medio Diario,

P = Población de habitantes en miles de habitantes

b) Ecuación de Harmon

Para poblaciones entre mil y un millón de habitantes.

$$Q_{\max \text{ horario}} = \bar{Q} * \left(\frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}} \right) \quad (2.9)$$

Dónde:

\bar{Q} = Caudal Medio Diario,

P = Población de habitantes en miles de habitantes

Ecuaciones que calcula el Caudal Máximo Horario en función del caudal medio diario expresado en (m^3/s).

a) Ecuación de Los Ángeles

Para caudales entre 2.8 l/s y 28.3 m³/s.

$$Q_{\max \text{ horario}} = \bar{Q} * \left(\frac{3.53}{\bar{Q}^{0.0914}} \right) \quad (2.10)$$

b) Ecuación de Tchobanoglous

Para caudales entre 4.0 l/s y 5.0 m³/s, en poblaciones con aportes de aguas residuales domesticas superiores al 75% del total de aportes.

$$Q_{\max \text{ horario}} = \bar{Q} * \left(\frac{3.70}{\bar{Q}^{0.0733}} \right) \quad (2.11)$$

2.9.CAUDAL DE INFILTRACION

El caudal de infiltración es producido por la entrada del agua que se encuentra por debajo del nivel freático del suelo a través de las uniones entre tramos de tuberías, de fisuras en el tubo y en la unión con las estructuras de conexión como los buzones, se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q_i = 1000 * L + 380 * B \quad (2.12)$$

Dónde:

Q_i = Caudal de Infiltración, (l/s)

L = Longitud de la red colector y emisor, (Km)

B = Numero de Buzones, (und)

Este aporte adicional se estima con base en las características de permeabilidad del suelo en el que se ha de construir el alcantarillado sanitario. Puede expresarse por metro lineal de tubería o por su equivalente en hectáreas de área drenada. A continuación se presentan algunos valores de infiltración que pueden usarse, siempre y cuando se disponga de información de campo.

Tabla N° 2.4 – Aporte de infiltración por longitud de tubería. Fuente EDAA⁶

Condiciones	Infiltración (L/s. Km)		
	Alta	Media	Baja
Tuberías existente	4.0	3.0	2.0
Tuberías Nuevas con unión de:			
Cemento	3.0	2.0	1.0
Caucho	1.5	1.0	0.5

El caudal de infiltración por buzón el cual viene a ser (380 l/buzon * dia)

⁶ Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, Ricardo Alfredo López Cualla

2.10. CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS

El aporte de caudal por conexiones erradas en un alcantarillado sanitario proviene en especial de las conexiones que equivocadamente se hacen de las aguas de lluvias domiciliarias y de conexiones clandestinas.

Existen diversos criterios para estimar el aporte por conexiones erradas. La subestimación de este parámetro puede traer consecuencias sanitarias a la población, debido a que en el momento de presentarse precipitaciones extremas es posible que se sobrepase la capacidad de transporte del colector y las aguas residuales diluidas salgan a la superficie a través de los pozos o de las mismas conexiones domiciliarias.

Las conexiones erradas pueden definirse en función de otros parámetros, tales como la densidad y adoptar coeficientes de aportes unitarios que en poblaciones pequeñas pueden ser del orden de *5 l/hab/día*.

2.11. CAUDAL DE DISEÑO

Corresponde a la suma del caudal máximo horario (aporte doméstico, comercial e industrial), caudal de infiltración y caudal de conexiones erradas. Debe calcularse para las condiciones finales del proyecto (periodo de diseño), situación para lo cual se ha de dimensionar el sistema y para las condiciones iniciales en las que se verifica los parámetros de funcionamiento hidráulico del sistema previamente dimensionado.

El caudal de diseño mínimo para cualquier colector debe ser de *1.5 l/s* en los buzones de arranque.

2.12. ESTRUCTURAS DEL SISTEMA DE BOMBEO

Las aguas residuales como las aguas de composición variada provenientes de las descargas de uso público urbano, doméstico, industrial, comercial, de servicios, agrícola, pecuario, de las plantas de tratamiento, y en general de cualquier uso, así como la mezcla de ellas.

El conocimiento de los componentes y la naturaleza del agua residual es esencial para el diseño del alcantarillado que se encargará de recolectar, el tratamiento, evacuación y gestión de calidad del medio ambiente. Dichos componentes dependen directamente del tipo de agua residual que se esté analizando en cuestión. Es común clasificar a las aguas residuales en aguas residuales domésticas y aguas residuales industriales⁷

2.12.1. Aguas Residuales Domesticas

Son aquellas procedentes de zonas residenciales, instalaciones públicas o de recreo e instalaciones comerciales o similares. El agua residual municipal fresca y recién generada presenta un color gris y olor a queroseno, pero al pasar el tiempo de ser generada se vuelve séptica y pestífera con un olor a sulfhídrico y un característico color negro.

2.12.2. Aguas residuales Industriales

Son aquellas generadas por la industria, lo cual significa que en muchas ocasiones deben ser tratadas por las mismas fuentes que las generan antes de poder ser descargadas a la red de alcantarillado doméstico, esto debido a la posible presencia de metales pesados o compuestos tóxicos y peligrosos,

⁷ R.S. Ramalho

como fenoles y compuestos orgánicos tóxicos que no pueden ser removidos mediante los tratamientos convencionales de aguas residuales domésticos, aunque en algunos casos donde las aguas industriales poseen características compatibles con las domésticos es posible descargarlas directamente al alcantarillado y tratarlas con los mismos procesos que a las aguas residuales domésticos.

2.12.3. Composición de las Aguas Residuales

Es claro que la composición básica de las aguas residuales depende directamente de su origen. Debido a que las aguas residuales industriales varían según los procesos en que son utilizadas en las industrias, las características y composición de las mismas pueden variar mucho de una industria a otra. El alcance del presente trabajo se restringe al estudio de las aguas residuales domésticas.⁸

Existen varios contaminantes de interés en el tratamiento de las aguas residuales domésticas, los cuales se presentan en la Tabla 2.5

⁸ R.S. Ramalho

Tabla 2.5 – Contaminantes de importancia en el tratamiento de Agua residuales. Fuente

R.S. Ramalho

Contaminantes		Razón de importancia
Sólidos en Suspensión		Pueden conducir al desarrollo de depósitos de fango y de condiciones anaerobias cuando se vierte agua residual sin tratar.
Materia Biodegradable	Orgánica	Compuesta principalmente por proteínas, carbohidratos y grasas animales, la mayoría de las veces se mide en términos de DBO y DQO. Si se descargan al entorno sin tratar, su estabilización biológica puede llevar al agotamiento de los recursos naturales de oxígeno y al desarrollo de condiciones sépticas.
Patógenos		Pueden transmitirse enfermedades contagiosas patógenas presentes en el agua residual
Nutrientes		Tanto el nitrógeno como el fósforo, junto con el carbono, son nutrientes esenciales para el crecimiento. Cuando se vierten al entorno acuático, estos nutrientes pueden llevar el crecimiento de una vida acuática no deseada. Cuando se vierten al terreno en cantidades excesivas, también pueden conducir a la contaminación del agua subterránea
Materia Orgánica refractaria		Esta materia orgánica tiende a revestir los métodos convencionales de tratamiento. Ejemplos típicos son los agentes termoactivos, fenoles y pesticidas agrícolas
Metales Pesados		Los metales pesados son añadidos frecuentemente al agua residual en el curso de ciertas actividades comerciales e industriales y puede que deban ser eliminados si se va a reutilizar el agua residual
Sólidos inorgánicos disueltos		Los constituyentes inorgánicos tales como el calcio, sodio y los sulfatos se añaden al agua de suministro como resultado del uso del agua y puede que deban eliminarse si se va a reutilizar el agua residual

De los contaminantes presentados en la Tabla 2.5, los sólidos suspendidos, la materia orgánica biodegradable y los organismos patógenos son los de mayor importancia, y es por esto que la mayoría de las instalaciones de manejo de aguas residuales son diseñadas para su remoción

2.12.4. Características de las Aguas Residuales

Se presentan a continuación algunas de las características más significativas de las aguas residuales domésticas.

a) Características Físicas

La característica física más importante del agua residual es su contenido de sólidos totales, el cual está compuesto por materia flotante y materia en suspensión, en dispersión coloidal y en disolución. Otras características físicas son la temperatura, el color y el olor⁹

Temperatura

La temperatura de las aguas residual suele ser mayor que la del agua para abastecimiento, debido principalmente a las descargas de agua caliente provenientes del uso doméstico y la industria¹⁰.

La medición de este parámetro físico es de suma importancia ya que los principales procesos biológicos para el tratamiento de las aguas residuales dependen de la temperatura, ésta afecta directamente las reacciones químicas y las velocidades de reacción. La temperatura de las aguas residuales varía en función de la estación del año y de la posición geográfica. En regiones frías la

⁹ R.S. Ramalho

¹⁰ R.S. Ramalho

temperatura varía de 7 a 18°C mientras que en regiones cálidas se encuentra entre 13 y 30°C

Color

Los principales motivos que dan color al agua residual son los sólidos suspendidos, la materia coloidal y las sustancias en solución. En general, el color es un buen parámetro para estimar la condición de las aguas residuales. Un color gris claro es característico de aguas que han sufrido algún grado de descomposición o que llevan poco tiempo en los sistemas de recolección. Si el color es gris oscuro o negro, se trata de aguas sépticas que han sufrido una fuerte descomposición bacterial bajo condiciones anaerobias. Dicho oscurecimiento ocurre con frecuencia debido a la formación de sulfuros, en particular sulfuro ferroso.

Olor

El olor característico de las aguas residuales frescas es en general inofensivo, pero una gran variedad de compuestos malolientes son liberados durante el proceso de degradación biológica bajo condiciones anaerobias. Debido al interés de la opinión pública, se exige un cuidado especial en el diseño de instalaciones de tratamiento de aguas residuales a fin de evitar condiciones que generan la aparición de malos olores.

Sólidos en todas sus formas

En la caracterización de las aguas residuales es común remover los materiales gruesos antes de analizar sólidos en la muestra. La clasificación de

los diferentes tipos de sólidos que se identifican en las muestras de agua residual se presenta en la Tabla 2.6

Tabla 2.6 – Tipos de solidos presentes en las aguas residuales domésticas. Fuente: R.S.

Ramalho

Prueba	Descripción
Solidos Totales (ST)	Residuo remanente después de que la muestra ha sido evaporada y secada a una temperatura específica. (103°C a 105°C)
Solidos Volátiles Totales (SVT)	Sólidos que son volatilizados e incinerados cuando los ST son calcinados (500 +/- 50°C)
Solidos Fijos Totales (SFT)	Residuo que permanece después de incinerar los ST (500 +/- 50°C)
Solidos Suspendidos Totales (SST)	Fracción de ST retenido sobre un filtro con un tamaño de poro específico medido después de que ha sido secado a una temperatura específica
Solidos Suspendidos Volátiles (SSV)	Estos sólidos son volatilizados e incinerados de la fracción de SST (500 +/- 50°C)
Solidos Suspendidos Fijos (SSF)	Residuo remanente después de calcinar SST (500 +/-50°C)
Solidos Disueltos Totales (SDT) (ST-SST)	Sólidos que pasan a través del filtro y luego son evaporados y secados a una temperatura específica
Solidos Disueltos Volátiles (SDV) (SVT-SST)	Sólidos que pueden ser volatilizados e incinerados cuando los SDT son calcinados (500 +/-50°C)
Solidos Disueltos Fijo (SDF)	Residuo remanente después de calcinar los SDT (500 +/- 50°C)
Solidos Sedimentables	Sólidos suspendidos, expresados como ml/l, que se sedimentarán en un periodo de 1 hora

b) Características Químicas

Los constituyentes químicos de interés comprenden nutrientes, constituyentes no metálicos, metales y gases. Entre los nutrientes está el amoníaco libre, nitrógeno orgánico, nitritos, nitratos, fósforo orgánico y fósforo inorgánico. Otras pruebas,

como alcalinidad, cloruros y sulfatos son realizadas para estimar la capacidad de reutilización de aguas residuales tratadas y también como pruebas para el control de varios procesos de tratamiento. Existen además análisis de compuestos orgánicos agregados que se realizan para caracterizar al agua residual y estimar el desempeño de los procesos de tratamiento¹¹.

En la actualidad, los métodos de laboratorio que se usan con mayor frecuencia para medir la cantidad de materia orgánica en el agua residual son la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), la Demanda Química de Oxígeno (DQO) y el Carbono Orgánico Total (COT).

Nitrógeno

El Nitrógeno es importante para evaluar la tratabilidad del agua residual mediante procesos biológicos, pues existen casos en los que la concentración de nitrógeno es insuficiente y es necesario agregar más para lograr que el agua residual sea tratable. El contenido total de nitrógeno está compuesto por nitrógeno amoniacal, nitritos, nitratos y nitrógeno orgánico.

Fosforo

El Fósforo es un componente químico de importancia en el agua residual debido a que es el principal responsable del crecimiento de algas y otros organismos biológicos. Por lo anterior se realizan en la actualidad grandes esfuerzos para controlar la cantidad de compuestos de Fósforo provenientes de descargas de aguas residuales domésticas, industriales y de escorrentía natural¹².

¹¹ R.S. Ramalho

¹² R.S. Ramalho

Alcalinidad

La alcalinidad del agua se define como su capacidad para neutralizar ácidos. Para el caso particular de las aguas residuales, la alcalinidad se debe a la presencia de hidróxidos, carbonatos y bicarbonatos de elementos como calcio, magnesio, sodio, potasio, o de ion amonio. De todos ellos, el bicarbonato de calcio y el bicarbonato de magnesio son los más comunes. La alcalinidad se determina por titulación con ácido normalizado, expresando los resultados como carbonato de calcio¹³.

Cloruros

Los cloruros en las aguas residuales son añadidos como consecuencia del uso y se consideran un parámetro importante relacionado con su reutilización¹⁴.

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)

La DBO es el método de campo más usado en el tratamiento de aguas residuales. Si existe suficiente oxígeno disponible, la descomposición biológica aerobia de un desecho orgánico continuará hasta que el desecho se haya consumido. Durante el proceso de descomposición se distinguen 3 fases diferentes. En la primera, una parte del desecho se oxida a productos finales y con ellos los microorganismos obtienen energía para el mantenimiento de las células y la síntesis de nuevo tejido celular. En la segunda, otra fracción del desecho se convierte en tejido celular nuevo empleando la energía liberada durante la oxidación. Por último, cuando se consume la materia orgánica, las nuevas células empiezan a consumir su propio tejido celular con el fin de obtener

¹³ R.S. Ramalho

¹⁴ R.S. Ramalho

energía para el mantenimiento celular. Este último proceso se conoce como respiración endógena¹⁵.

En la prueba estándar de DBO, se coloca una pequeña muestra de agua residual en una botella de volumen aproximado de 300 ml, la botella se completa a volumen utilizando agua saturada con oxígeno y con los nutrientes necesarios para el crecimiento biológico. Debe medirse la concentración inicial del oxígeno disuelto, después de incubar la muestra 5 días a una temperatura de 20°C se mide la concentración de oxígeno de nuevo. La DBO de la muestra es la diferencia entre los valores de concentración de oxígeno disuelto, expresado en miligramos por litro, dividido por la fracción decimal del volumen de muestra usada. EL valor calculado de DBO se conoce como la demanda bioquímica de oxígeno a cinco días y 20°C.

Demanda química de oxígeno

La prueba de la DQO es usada para medir el material orgánico presente en las aguas residuales, susceptible de ser oxidado químicamente con una solución de dicromato en medio ácido.

Carbono orgánico total

La prueba del COT es usada para medir el carbono orgánico total presente en una muestra acuosa. El COT de determinada agua residual puede usarse como medida de su polución y en algunos casos ha sido posible relacionar este parámetro con la DBO y la DQO

¹⁵ R.S. Ramalho

c) Características Biológicas

Las características biológicas de las aguas residuales son de gran importancia en el control de enfermedades causadas por organismos patógenos de origen humano, y por el papel activo de las bacterias y otros microorganismos en la descomposición y estabilización de la materia orgánica.

Organismos patógenos

Los organismos patógenos que se encuentran en las aguas residuales provienen principalmente de los desechos humanos, ya sea que estén infectados o que sean portadores de alguna enfermedad determinada. Las principales clases de organismos patógenos que pueden encontrarse en las aguas residuales son: bacterias, parásitos (protozoarios y helmintos) y virus. Estos organismos causan por lo general enfermedades del tracto gastrointestinal, como tifoidea y paratifoidea, diarrea, disentería y cólera.

Bacterias

A pesar de que existen muchos tipos de bacterias inofensivas que colonizan el tracto intestinal del hombre, existen casos donde individuos infectados con algún tipo de enfermedad excretan en sus heces bacterias patógenas, contaminando así las aguas residuales domésticas con una gran variedad de organismos tanto patógenos como inofensivos. Algunas de las principales y más peligrosas bacterias encontradas en las aguas residuales, así como las enfermedades que provocan, son la *Salmonella* (salmonelosis), *Shigella* (disentería bacilar), *Vibrio cholerae* (cólera) y *Campylobacter jejuni* (diarrea bacterial)¹⁶.

¹⁶ R.S. Ramalho

Protozoarios

Los protozoarios causantes de enfermedades de mayor interés son *Cryptosporidium parvum*, *Cyclospora* y *Giardia lamblia* debido a su impacto sobre individuos con deficiencias en su sistema inmunológico, como es el caso de niños pequeños, personas de edad avanzada y pacientes con cáncer o sida. Los protozoarios son de interés debido a su presencia en las aguas residuales y al hecho de que los sistemas convencionales de desinfección, que emplean cloro y radiación UV, no proveen efectiva inactivación o destrucción¹⁷.

Helmintos

Los más importantes parásitos helmínticos que pueden encontrarse en aguas residuales son las lombrices intestinales, como la lombriz estomacal *Ascaris lumbricoides*, la tenia solitaria *Taenia saginata* y *Taenia solium*, los gusanos intestinales *Trichuris trichuria*, la lombriz intestinal *Ancylostoma duodenale* y la lombriz filiforme *Strongyloides stercoralis*. Los huevos y larvas de lombrices resisten condiciones ambientales desfavorables y pueden sobrevivir a los tratamientos convencionales de desinfección de aguas residuales, aunque algunos huevos pueden ser removidos mediante procesos convencionales de tratamiento como sedimentación, filtración y lagunas de estabilización¹⁸.

Virus

Las excreciones del hombre pueden llegar a contener más de 100 clases diferentes de virus entéricos capaces de transmitir diversos tipos de infecciones.

¹⁷ R.S. Ramalho

¹⁸ R.S. Ramalho

Estos virus se reproducen en el tracto intestinal de personas infectadas y son posteriormente expulsados en las heces. Los virus entéricos más importantes son enterovirus (polio, eco, coxsackie), virus Norwalk, rotavirus, reovirus, calcivirus, adenovirus y virus de hepatitis A¹⁹.

La Tabla 2.7 muestra la composición típica de las aguas residuales domésticas no tratadas. (Todos los valores excepto los sólidos sedimentables se expresan en mg/L).

Tabla 2.7 – Composición típica de aguas residuales domesticas no tratadas. Fuente: R.S.

Constituyente	Ramalho		
	Concentración		
	Fuerte	Media	Débil
Solidos totales:	1200	720	350
Disueltos totales	850	500	250
Fijos	525	300	145
Volátiles	325	200	105
En suspensión totales	350	220	100
Fijos	75	55	20
Volátiles	275	165	80
Solidos sedimentables, ml/L	20	10	5
Demanda bioquímica de oxígeno, a 5 días y a 20°C (a 20°C)	400	220	110
Carbono orgánico total (COT)	290	160	80
Demanda química de oxígeno (DQO)	1000	500	250
Nitrógeno (total como N)	85	40	20
Orgánico	35	15	8
Amoniac libre	50	25	12

¹⁹ R.S. Ramalho

Nitritos	0	0	0
Nitratos	0	0	0
Fosforo (total como P)	15	8	4
Orgánico	5	3	1
Inorgánicos	10	5	3
Cloruros	100	50	30
Alcalinidad (como CaCO ₃)	200	100	50
Grasa	150	100	50

2.13. CAMARA DE REJAS

Al plantear la Planta de Tratamiento de Agua Residuales se debe tener en cuenta un sistema de retratamiento el cual consta de una cámara de rejillas y desarenador.

Como primer paso es el diseño de la cámara de rejillas el cual su función es la retención de todos aquellos sólidos que superen la separación de las rejillas de dichas rejillas y pueden causar la obstrucción de los equipos de bombeo.

La cámara de rejillas es una estructura de paso y no se produce acumulación parcial de agua en su interior, el traslado de las aguas residuales a través de la cámara de rejillas es por medio de un canal abierto, entonces actúa de forma similar a una cámara de inspección y en el cual se puede observar el flujo de las aguas residuales por la acción de la gravedad y debido a la velocidad impide la acumulación de arenas y otros materiales.

La reja que se instala se ubica dentro del canal, el cual es diseñada con una adecuada pendiente en dirección del flujo de las aguas residuales y este flujo debe ser perpendicular a la reja con la finalidad de encontrar una distribución de flujo uniforme en las rejillas²⁰.

²⁰ Tchobanoglous, G (1998)

2.14. DESARENADOR

El desarenador es una estructura que se diseña con el fin de realizar la sedimentación de las partículas en suspensión por acción de la gravedad, estas estructuras mantienen una velocidad que proporciona un tiempo adecuado para realizar la sedimentación de las partículas en el fondo.

En el desarenador se sedimentan y separan las gravas, arenas, cenizas y cualquier otro material pesado cuyo peso especificado es mayor al de los sólidos putrescibles presentes en las aguas servidas.

El desarenador se utiliza como una estructura para proteger los elementos mecánicos de la abrasión y el excesivo desgaste y la reducción de depósitos pesados en el interior de las tuberías. Esta estructura no elimina el 100% de las arenas, sino que retiene los sólidos de diámetros mayores²¹.

2.15. CAMARA HUMEDA Y EQUIPOS DE BOMBEO

La cámara húmeda es una estructura necesaria para el almacenamiento de las aguas residuales antes del bombeo de las aguas. Esta estructura se ubica después de la cámara de rejillas y la cámara desarenadora²².

La cámara húmeda de la planta de tratamiento de aguas residuales debe contar con dos bombas iguales, el cual dependerá del diseño según el caudal a elevar, estas bombas su funcionamiento será en forma intercalado para el adecuado mantenimiento.

Las bombas que se usan en el sistema de bombeo de aguas residuales son de tipo centrífuga, los cuales pueden ser centrífugas o no, y son accionados por motores

²¹ Tchobanoglous, G (1998)

²² Tchobanoglous, G (1998)

eléctricos y tener la capacidad de elevar y transportar agua con presencia de sólidos de tamaños moderados.

El volumen de la cámara húmeda se diseñara con el caudal de entrada y las características de las bombas, estos dos datos condicionan la salida del pozo, se diseñara y dimensionara de una manera que evite el desarrollo de condiciones sépticas y generar malos olores.

La cámara húmeda almacena las aguas residuales hasta alcanzar los niveles máximos y mínimos de aguas residuales proyectado, también debe poseer un sistema de ventilación para el escape de todos los gases que se acumulen en la cámara²³.

2.16. SISTEMA DE CONTROL

El sistema de control para activar y desactivar el equipo de bombas son automáticos y manuales, el sistema automático se basa en los niveles máximo y mínimos de agua dentro de la cámara de bombeo y son activados por flotadores, el control manual es un sistema adicional para poder activar o desactivar la bomba cuando se realizan los mantenimientos o se suscitan emergencia o imprevistos²⁴.

El sistema de control debe estar protegido y no deben estar expuestos al aire libre debido a la fragilidad de los componentes, generalmente se protegen con tableros metálicos, los cuales están ubicados dentro de la cámara de bombeo o se pueden construir una estructura como una caseta dentro del cual se ubican todos los equipos eléctricos que controlan las bombas.

²³ Tchobanoglous, G (1998)

²⁴ Tchobanoglous, G (1998)

2.17. CAMARA DE VALVULAS

La cámara de válvulas se ubica al costado de la cámara de bombeo y en esta estructura se encuentran las tuberías de descarga de las bombas y sus correspondientes válvulas, en la cámara de válvulas se unen las válvulas con la tubería de impulsión²⁵.

Las aguas residuales en esta cámara pasan a través de la tubería y válvulas y para no cargar con los gases generados en esta cámara se proyecta un sistema de ventilación.

La altura de esta estructura es menor a la cámara húmeda y la cámara de válvulas y su dimensionamiento dependerá de la altura al cual se ubicara la tubería de impulsión.

En la cámara de válvulas están ubicadas dos tipos de válvulas una es la válvula de retención y la otra es la válvula de compuerta, ambas estas válvulas están instaladas en serie para evitar el depósito y retención de los sólidos y la obstrucción del flujo del caudal cuando se encuentran cerradas. La válvula de retención impide el retorno del flujo del caudal en la tubería y solo realiza la circulación en un solo sentido y la válvula de compuerta es manejada manualmente el cual su función es cortar el flujo de aguas al ser accionada.

2.18. TUBERIA DE IMPULSION

La tubería en impulsión es la que transporta el agua residual descargada e impulsada desde la bomba y el cual se transita a presión hasta la estructura siguiente de almacenamiento, el cual puede ser una cámara húmeda ubicada la red colector o red emisor o una cámara de inspección, la longitud de la tubería de impulsión dependerá de

²⁵ Tchobanoglous, G (1998)

las condiciones y ubicación que se presenta en el terreno y la altura a impulsar las aguas servidas²⁶.

La tubería de impulsión, al igual que la tubería de red colector y red emisor, es bajo tierra con el fin de evitar cargas inadecuadas, choques e incomodidad para la población en general. Esta tubería se instala a profundidades menores que la altura de la red colector o emisor y como es un sistema que trabaja a presión no necesita cámaras de inspección.

Las tuberías de impulsión son de PVC Polietileno de Alta densidad y hay casos que son necesarios tuberías metálicas para poder rigidizar el sistema y así evitar las vibraciones de la bomba, estas tuberías metálicas son tubos de fierro fundido o de acero galvanizado²⁷.

²⁶ Tchobanoglous, G (1998)

²⁷ Tchobanoglous, G (1998)

CAPITULO III

DISEÑO DE BOMBA, DETERMINACION DE TUBERIA DE IMPULSION Y VOLUMEN DE CAMARA

3.1. INTRODUCCION

El objetivo del sistema de bombeo planteado es de transportar el agua residual desde una cota baja a otra de cota mayor, las estructuras como la cámara de rejas, cámara de desarenador, cámara de válvulas, tubería de impulsión participan directamente en la elevación de las aguas residuales.

Para el diseño de la bomba se deben conocer parámetros básicos como: la capacidad de impulsión en términos del caudal, la altura de la energía total. La capacidad de la bomba es el volumen del líquido que puede bombear por unidad de tiempo (litros/segundo o m/s), la altura de la energía total o altura total que deben aportar las bombas es igual a todas las pérdidas producidas en el sistema de bombeo.

El cálculo de volumen de la cámara de bombeo se debe tener presentes los niveles máximos y mínimos de almacenamiento.

La tubería de impulsión se diseña con el caudal máximo de aguas residuales que se desea bombear, la velocidad mínima para realizar el arrastre de los sólidos que se depositan en la tubería, la velocidad máxima necesaria para evitar o absorber el golpe de ariete.

3.2. CAUDAL DE DISEÑO PTAR

El caudal de diseño para el sistema de bombeo de las aguas servidas, corresponde al caudal máximo horario, donde se tiene en cuenta los valores como Caudal Promedio Anual (Q_p), Caudal Máximo Diario (Q_{md}), Caudal Máximo Horario (Q_{mh}), estos datos son importantes debido a que los equipos deben seleccionarse para funcionar lo más eficiente posible para los caudales promedio. Los caudales iniciales mínimos son de mucha importancia en el dimensionamiento de la tubería de impulsión debido a que a velocidades bajas no deben depositar los sólidos para no producir obstrucciones.

El caudal de diseño de las aguas residuales se obtiene por medio de datos obtenidos de la zona de estudio en el cual se va a instalar las estructuras y son los siguientes datos¹:

1. Población actual (*hab*)
2. Tasa de crecimiento (%)
3. Periodo de diseño (*años*)
4. Dotación (*l/hab/dia*)
5. Caudal Promedio Anual (*l/seg*)
6. Caudal Máximo Diario (*l/seg*)
7. Caudal Máximo Horario (*l/seg*)
8. Caudal de infiltración (*l/seg*)

El caudal de diseño para la elevación del sistema de bombeo corresponde a la suma máximo horario (aporte doméstico, industrial, comercial e institucional), caudal de infiltración.

¹ Abastecimiento de Agua y Alcantarillado - Vierendel

Con el caudal de diseño obtenido se realiza la sección de la motobomba y el dimensionamiento de la tubería de impulsión, debido a que si las aguas residuales alcanzan su nivel máximo permitido, el sistema de bombeo deberá ser capaz de transitar un volumen máximo de aguas residuales, sin provocar el colapso del sistema del alcantarillado sanitario.

3.3. ALTURA MANOMETRICA TOTAL

Para seleccionar la bomba se debe conocer la altura necesaria a elevar las aguas residuales, que es la altura manométrica total, la cual es la suma total de la altura geométrica de elevación, las pérdidas por fricción y las pérdidas de carga.

La altura geométrica (h_m) es la diferencia de cotas entre el nivel de descarga y el nivel aspiración².

La pérdida por fricción que produce el flujo del caudal a través de las tuberías, estas pérdidas se pueden calcular mediante la fórmula de Hazen-Williams, tanto para la tubería de aspiración (h_{fs}) como la de impulsión (h_{fd}).

La altura de velocidad corresponde a la energía cinemática contenido en el flujo del líquido en cualquier punto del sistema de bombeo viene dado por la fórmula³:

$$h_v = \frac{V^2}{2g} \quad (3.1)$$

Dónde:

V = Velocidad del líquido (m/s)

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

² Tchobanoglous, G (1998)

³ Tchobanoglous, G (1998)

Esta velocidad debe ser lo suficiente para realizar el arrastre de las arenas presentes en las aguas residuales que no pudieron ser decantados en la cámara desarenadora.

Las pérdidas de cargas (h_m) son las que se producen debido a las piezas y válvulas, suelen estimarse como una fracción de la altura de la velocidad utilizando la siguiente formula⁴:

$$h_m = K \frac{V^2}{2g} \quad (3.2)$$

Dónde:

h_m = Pérdida de carga, (m)

K = Coeficiente de pérdida de carga.

V = Velocidad del líquido, (m/s)

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

El coeficiente de pérdida de carga es un valor típico de cada una de las piezas y válvulas, sus valores comunes se indican en la Tabla 3.1, cuando se realizan los cálculos los valores por pérdida de carga son poco importantes debido a la escasa presencia de válvulas y se toma un parámetro aumentado en un 5% de la pérdida de carga por fricción de la tubería.

⁴ Tchobanoglous, G (1998)

Tabla 3.1 – Valores de coeficiente de Rugosidad. Fuente: Tratamiento de Aguas Residuales, Tchobanoglous, G.

Tipo de Tubería	C
Tubos sumamente rectos y lisos	140 - 150
Tubos muy lisos	130
Acero nuevo	110
Hierro fundido viejo	100
Acero viejo	95
Hierro fundido en mal estado	60 - 80

La altura manométrica total es la altura con la cual se diseña la bomba, su cálculo se realiza teniendo las alturas antes mencionadas, por lo que la altura manométrica total viene dado por:⁵

$$H_m = H_g + h_{fd} + \sum h_{md} + \frac{V_d^2}{2g} + FS \quad (3.3)$$

Dónde:

H_m = Altura manométrica total, (m)

H_g = Altura geométrica total, (m)

h_{fd} = Pérdida de carga por fricción en la tubería de impulsión, (m)

h_{md} = Pérdida de carga por accesorios en la tubería de impulsión, (m)

V_d^2 = Velocidad del líquido en los puntos de descarga, (m/s)

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

FS = Factor de seguridad, a criterio del diseñador

⁵ Tchobanoglous, G (1998)

En la ecuación la altura de velocidad se pierde en la descarga de la tubería de impulsión, en la práctica esta pérdida de energía se toma como equivalente a una pérdida en la salida y se incluye como pérdida de carga localizada.

3.4. DETERMINACION DE TUBERIA DE IMPULSION

El diseño de la tubería de impulsión está relacionado con la pérdida de carga por fricción y el caudal de diseño el cual definirá el área de la sección de la tubería y donde tendremos un diámetro de la tubería de impulsión.

La velocidad debe ser lo suficientemente alta para transportar los sólidos por la tubería de impulsión, sin embargo las velocidades altas crean pérdidas de fricción altas y por ende aumentan la altura manométrica total de la bomba y además genera el fenómeno llamado golpe de ariete

El diámetro tiene que ser el más adecuado para el caudal a transitar, una vez efectuado este dimensionamiento puede ser necesario usar un diámetro mayor para reducir las pérdidas por fricción y así aumentar y disminuir la velocidad en el interior de la tubería.

Se recomienda un caudal de bombeo que generen velocidades adecuadas en la tubería de impulsión que varían entre 1.1 m/s y 1.5 m/s el cual se recomendada para controlar el golpe de ariete⁶. Las velocidades mínimas no deben ser menores 0.6 m/s porque los sólidos no se sedimentan a velocidades menores a esta, por lo que se recomienda diseñar con velocidades mayores o iguales a 1.1 m/s para tener un adecuado arrastre en la tubería.

⁶ López, R (2002)

La velocidad de la tubería se puede determinar con la siguiente relación⁷:

$$V = \frac{Q}{A} \quad (3.4)$$

Dónde:

V = Velocidad de flujo, (m/s)

A = Área de la sección de la tubería, (m²)

Q = Caudal de diseño, (m³/s)

Las pérdidas por fricción en la tubería de impulsión deben ser razonables y se pueden calcular por medio de la fórmula de Hazen-Williams⁸.

$$Q = 0.278 * C * D^{2.63} * S^{0.54} \quad (3.5)$$

Dónde:

D = Diámetro interior de la tubería, (m)

C = Coeficiente de rugosidad (C decrece al aumentar la rugosidad).

Q = Caudal de diseño, (m³/s)

S = Pendiente, (m/m)

Despejando S y reemplazando por h_f/m , tenemos:

⁷ Tchobanoglous, G (1998)

⁸ Tchobanoglous, G (1998)

$$\frac{h_f}{L} = \frac{10.7 * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}} \quad (3.6)$$

Dónde:

h_f = Perdida de carga por fricción, (m)

L = Longitud de la tubería, (m)

El coeficiente C dependerá del tipo de material, los valores de C se muestran en la Tabla 3.1

3.5. DETERMINACION DEL VOLUMEN UTIL DE LA CAMARA

La determinación del volumen útil de la cámara húmeda se realiza tomando los niveles máximos y mínimos de los niveles de aguas residuales, el nivel mínimo de agua es para la parada de la bomba y el nivel máximo es el nivel de agua que da inicio al funcionamiento de la bomba, las otras consideraciones a tomar es el tiempo máximo de retención de agua residual en la cámara y el tiempo mínimo de almacenamiento de las bombas, el tiempo restante se usara para lograr la refrigeración de la bomba y se deben evitar ciclos cortos para no dañar los motores de la bomba.

En general el volumen útil condiciona el tiempo mínimo de almacenamiento, para el inicio de bombeo y generalmente es 5 *minutos*, el cual es una recomendación de los fabricantes de bomba. Para el caudal máximo de ingreso el volumen útil mínimo que corresponde es:

$$V_{util\ min} = Q_{max} * T_d \quad (3.7)$$

Dónde:

$V_{util\ min}$ = Volumen útil mínimo de la cámara.

Q_{max} = Caudal máximo de aguas residuales.

T_d = Tiempo de almacenamiento mínimo.

El volumen útil de la cámara puede ser algo mayor con respecto al volumen mínimo, para esto implica que para una condición del ingreso del caudal mínimo de aguas residuales a la cámara, se puede presentar problemas de septificación por excesivo tiempo de permanencia de las aguas residuales en la cámara.

La otra condición es que el volumen útil de la cámara debe ser tal que no supere los 30 minutos⁹ de almacenamiento, cuando ingresa el caudal mínimo de aguas residuales, de esta forma el tiempo de retención máximo es:

$$T_{max} = \frac{V_{util}}{Q_{min}} \leq 30 \text{ minutos} \quad (3.8)$$

Dónde:

T_{max} = Tiempo de retención máximo.

V_{util} = Volumen útil de la cámara.

Q_{min} = Caudal mínimo de ingreso.

⁹ Tchobanoglous, G (1998)

3.6. DETERMINACION DE LAS PRESIONES MAXIMAS Y SOBRE PRESION POR GOLPE DE ARIETE.

Una vez realizado el diseño del diámetro de la tubería y el diseño de la bomba se deben garantizar que las presiones máximas en el sistema sean menores a las que pueden soportar dicha tubería.

Cuando el sistema de bombeo está en un funcionamiento normal los equipos de elevación producen una presión máxima en la tubería después de la bomba y es igual a la carga producida por la columna de agua en la cámara de bombeo en el instante en que se inicia con el bombeo, es decir:

$$P_{max} = h_{inicio} + E_{bomba} \quad (3.9)$$

Dónde:

P_{max} = Presión máxima en el interior de la bomba.

h_{inicio} = Presión aportada por la columna de agua en el inicio del sistema de bombeo hasta el eje de la bomba.

E_{bomba} = Energía suministrada por la bomba al sistema.

El fenómeno que provoca grandes presiones es el golpe de ariete, el cual es un aumento instantáneo de presión en un tiempo corto de duración al interior de la tubería, este fenómeno se genera por rápidas variaciones de velocidad en la tubería de impulsión, dichas variaciones tiene origen en el arranque de la bomba, en la parada de la bomba o

fallos de suministro de energía pueden generar cambios significativos en la presión, estas dos últimas son las condiciones más severas del golpe de ariete¹⁰.

Al detenerse la bomba se activan automáticamente las válvulas de retención, es decir se presenta el caso de cierre instantáneo. El valor de la presión debido al golpe de ariete para un cambio instantáneo de velocidad puede obtenerse con la siguiente formula:

$$h_w = \frac{a * V}{g} \quad (3.10)$$

Dónde:

h_w = Incremento de presión originada por el golpe de ariete, (m)

a = Celeridad de la onda de presión, (m/s)

V = Velocidad de las aguas residuales en la tubería, (m/s)

g = Aceleracion de la gravedad, (m/s²)

La celeridad de la onda de presión se puede calcular por la ecuación¹¹:

$$a = \frac{1440}{(1 + C1(\frac{K_d}{E_e}))^{1/2}} \quad (3.11)$$

Dónde:

$C1$ = Coeficiente según tipo de instalación, $(1 - \mu^2)$ para tuberías enterradas.

μ = Módulo de Poisson

K = Modulo de masa del agua, estimado en 2070 MN/m²

¹⁰ Tchobanoglous, G (1998)

¹¹ Tchobanoglous, G (1998)

d = Diámetro de la tubería

E = Modulo de elasticidad de la tubería, (MN/m^2)

e = Espesor de la pared de la tubería.

Una vez determinado el volumen útil de la cámara de bombeo se detiene la bomba y es el instante en que se genera la sobrepresión por el golpe de ariete en ese instante la presión en la tubería se acrecienta en una magnitud en la que podemos calcular con la ecuación $h_w = A_v/g$ así la presión máxima en la tubería al momento de detenerse la bomba es¹²:

$$P_{max}(h_w) = P_{max} + h_w \quad (3.12)$$

Dónde:

$P_{max}(h_w)$ = Presión máxima en la tubería aumentada por el efecto de golpe de ariete.

P_{max} = Presión máxima en el interior de la tubería en condición de normal funcionamiento.

h_w = Incremento de presión originada por el golpe de ariete.

El diseño de la tubería debe soportar 1.5 veces la presión máxima que se puede producir en la tubería.

¹² Tchobanoglous, G (1998)

CAPITULO IV

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DEL SISTEMA DE BOMBEO

4.1. INTRODUCCION

En este capítulo tendremos como objetivo el diseño y el dimensionamiento de las estructuras que componen el sistema de bombeo de las aguas residuales como la cámara de rejas, cámara desarenador, cámara húmeda, cámara de válvulas.

4.2. DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS

4.2.1. Estructura General de la Planta

La estructura en planta sea de forma rectangular o cuadrada adecuándose al terreno donde se pueda ubicar, será de concreto armado para la cámara de reja, desarenador, cámara húmeda, cámara de válvulas, el concreto armado da garantía de soportar la corrosión, durabilidad, estanqueidad y también se puede dar la forma que uno quiere.

Las cámaras que conforman deberán ser adyacentes es decir será una planta compacta en el funcionamiento, este criterio tomado conlleva a las siguientes ventajas como: el área para las estructuras es mínima, el asentamiento producido por el peso de la planta es mínimo, el volumen de tierra excavado es mínimo.

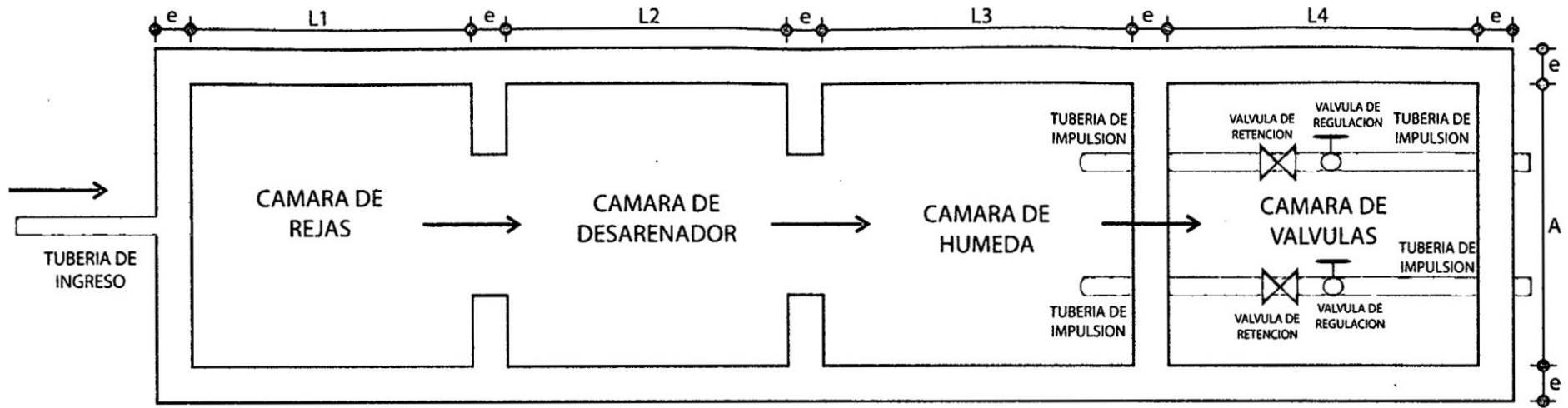


Figura 4.1 – Vista en planta de las estructuras. Fuente: Elaboración propia

4.2.2. Profundidad de la Cámara de Rejas

La primera estructura del sistema de bombeo es la cámara de rejas el cual su función es retener los sólidos y desperdicios no orgánicos, la profundidad de la estructura dependerá de la profundidad del ultimo buzón en la red emisor, el cual será calculado y diseñado en la red emisor del sistema de alcantarillado sanitario, esta altura se recomienda que sea de 2.5m a 3.0m.

4.2.3. Profundidad de la Cámara Húmeda

La profundidad de la cámara húmeda dependerá del volumen a almacenar, la longitud de la tubería de impulsión y la tubería de succión¹.

En el diseño de la cámara húmeda se deberá tener las siguientes consideraciones: el volumen permanente de la cámara húmeda, volumen útil, volumen de rebose y la altura de factor de seguridad para obtener el volumen total de la cámara húmeda. (Ver Figura 4.3).

¹ Tchobanoglous, G (1998)

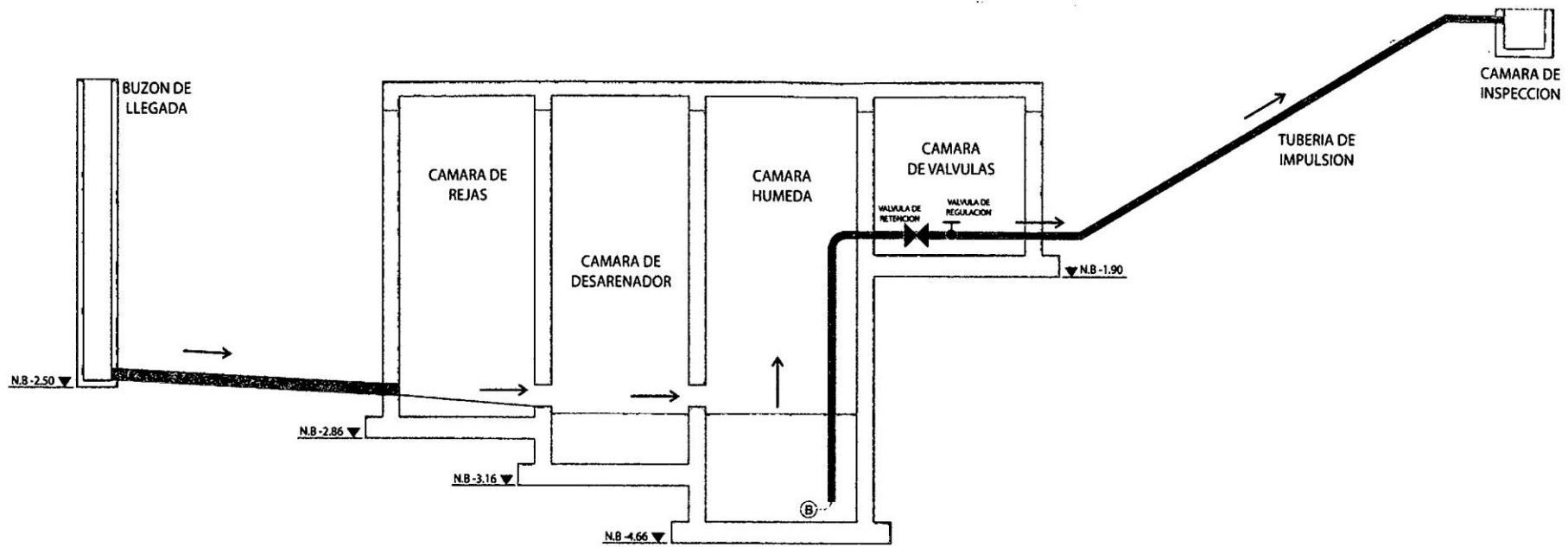


Figura 4.2 – Vista en perfil de las estructuras y la profundidad de la cámara húmeda. Fuente: Elaboración Propia

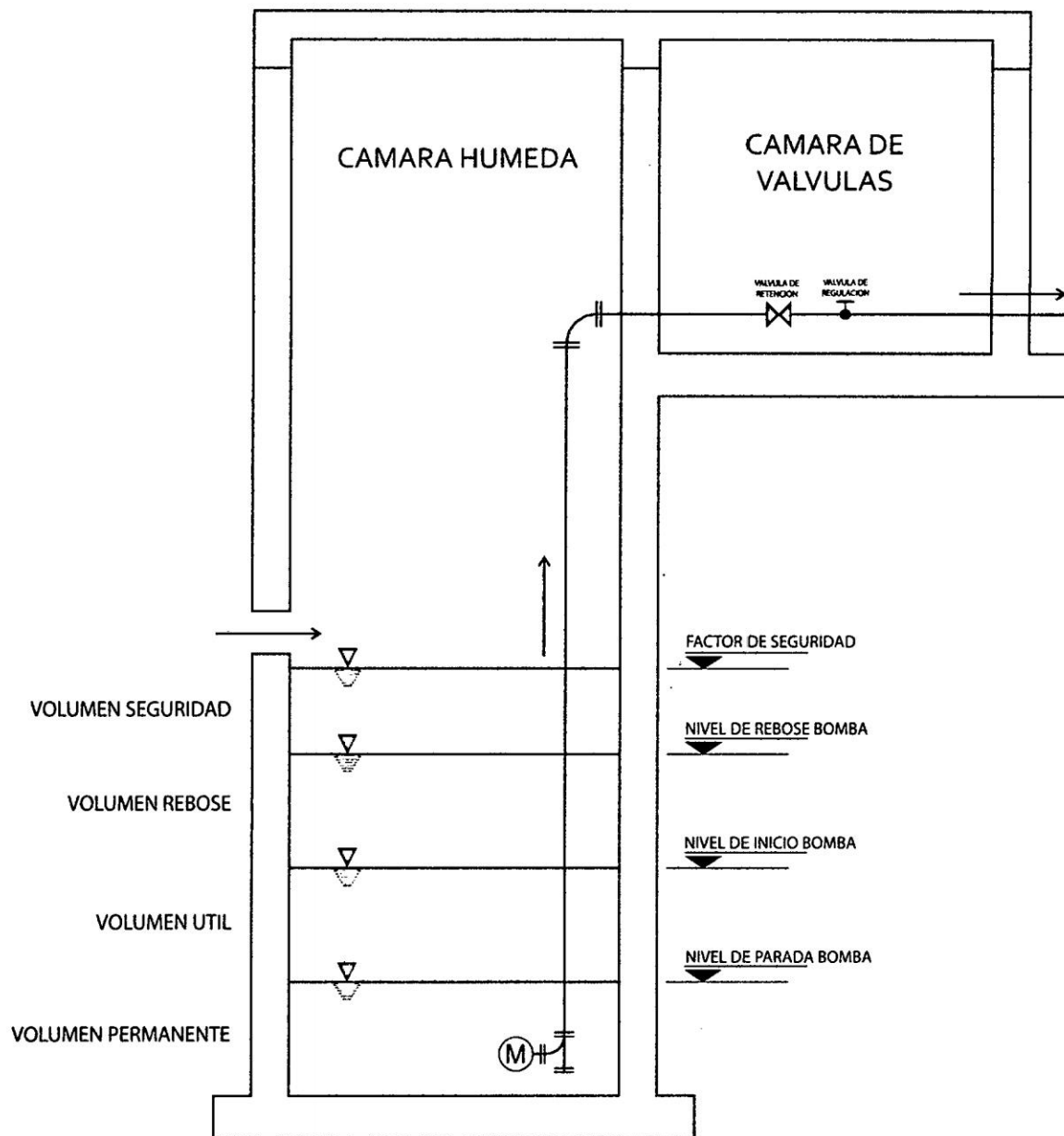


Figura 4.3 – Vista en perfil de la cámara húmeda. Fuente: Elaboración Propia

4.3. INGENIERIA BASICA Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS

4.3.1. Calculo de Caudales

Para el diseño de las estructuras es necesario conocer los distintos caudales que nos sirven para proyectar, estos caudales son el Caudal Promedio Anual, Caudal Máximo Diario, Caudal Máximo Horario y Caudal de Aguas Residuales.

a. Población Futura

$$P_f = P_o * \left(1 + \frac{r * t}{100}\right) \quad (4.1)$$

Dónde:

P_f = Población futura, (*hab*)

P_o = Poblacion actual o inicio, (*hab*)

r = Tasa de crecimiento (%)

t = Periodo de diseño o tiempo de diseño (*años*)

b. Caudal Promedio Anual

El caudal Promedio Anual es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año.

Para calcular el caudal promedio anual de aguas residuales, se requiere definir la aportación de aguas residuales de las diferentes zonas y áreas de influencia.

La función de la población y de la aportación, el caudal promedio de aguas residuales se calcula con:

$$Q_p = \frac{P_f * Dot}{86400} \quad (4.2)$$

Dónde:

Q_p = Caudal Promedio Anual, (*l/seg*)

P_f = Población futura, (*hab*)

Dot = Dotacion, (*l/hab/dia*)

86400 = Son el número de segundos al día.

c. Caudal Máximo Diario²

$$Q_{md} = 1.3 * Q_p \quad (4.3)$$

Dónde:

Q_{md} = Caudal máximo *diario*, (l/seg)

d. Caudal Máximo Horario³

$$Q_{mh} = 2.0 * Q_{md} \quad (4.4)$$

Dónde:

Q_{mh} = Caudal máximo horario, (l/seg)

e. Caudal Máximo de Aguas Residuales⁴

$$Q_m = 0.8 * Q_{mh} \quad (4.5)$$

Dónde:

Q_m = Caudal Máximo de Aguas Residuales, (l/seg)

0.8 = Coeficiente de Reducción

² Reglamento Nacional de Edificaciones

³ Reglamento Nacional de Edificaciones

⁴ Reglamento Nacional de Edificaciones

f. Caudal de Infiltración

Para el cálculo de caudal de infiltración se debe tener en cuenta la longitud de la red y el número de buzones, y se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q_i = C1 * L + C2 * B \quad (4.6)$$

Dónde:

$$C1 = 1000 \text{ l/Km} * \text{dia}$$

L = Longitud de la red colector y emisor, (Km)

$$C2 = 380 \text{ l/buzon} * \text{dia}$$

B = Numero de Buzones

g. Caudal de Diseño

$$Q_d = Q_r + Q_i \quad (4.7)$$

4.3.2. Diseño de Cámara de Rejas

La forma de la cámara de rejas es en forma de U, se analizará el canal para determinar la pendiente mínima necesaria para lograr alcanzar una velocidad tal que permita el arrastre de las arenas, cuando se transporta el caudal mínimo de aguas servidas.⁵

⁵ Tchobanoglous, G (1998)

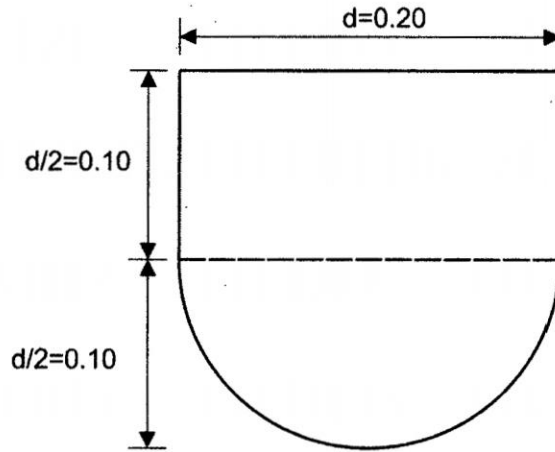


Figura 4.4 – Sección del canal de la cámara de rejas. Fuente: Tratamientos de Aguas Residuales, Tchobanoglous, G

El canal de la cámara de rejas se diseñara como un canal abierto, la expresión que podemos utilizar para el diseño del canal es mediante la fórmula de Manning es:

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (4.8)$$

Dónde:

V = Velocidad del flujo, (m/s)

n = Coeficiente de Manning

R = Radio Hidráulico

S = Pendiente del canal, (m/m)

Para calcular el radio hidráulico es la relación entre la sección ocupada por el agua en el canal y el perímetro de la sección. Lo podemos calcular con la siguiente ecuación:

$$R = \frac{A_s}{P} \quad (4.9)$$

Dónde:

R = Radio hidráulico.

A_s = Area de la sección mojada, (m^2)

P = Perímetro Mojado.

El área de la sección mojada lo podemos calcular con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{Q_d}{V} \quad (4.10)$$

Dónde:

A_s = Area de la sección mojada, (m^2)

Q_d = Caudal de aguas residuales, (m^3/s)

V = Velocidad del flujo, (m/s)

El perímetro mojado viene dado por la siguiente ecuación:

$$P = \frac{\pi * d^2 * \alpha}{4 * 360} \quad (4.11)$$

Dónde:

P = Perímetro mojado, (m)

d = Diámetro del Canal, (m)

α = Ángulo formado por el nivel de agua con respecto al centro de la sección, ($^\circ$)

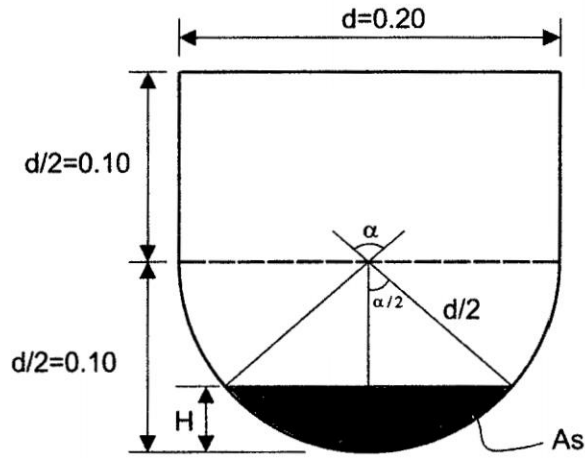


Figura 4.5 – Sección del canal de la cámara de rejillas. Fuente: Tratamientos de Aguas Residuales, Tchobanoglous, G

De los datos anteriores no conocemos el valor de (α) , si conocemos el área de la sección mojada y el diámetro del canal, podemos calcularlo usando el área de la sección mojada, que se desgloza del siguiente análisis:

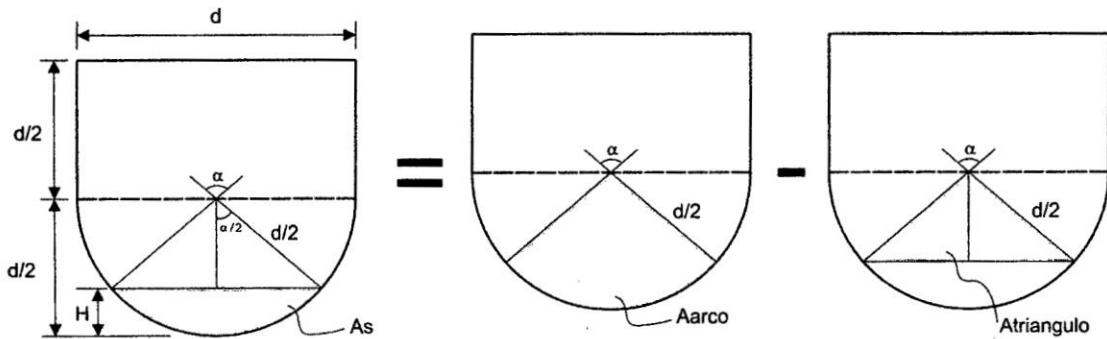


Figura 4.6 – Sección del área mojada del canal de la cámara de rejillas. Fuente: Tratamientos de Aguas Residuales, Tchobanoglous, G

$$A_s = A_{arco} - A_{triangulo} \quad (4.12)$$

$$A_s = \frac{\pi * d^2 * \alpha}{4 * 360} - \frac{d^2}{4} * \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) * \text{sen}\left(\frac{\alpha}{2}\right) \quad (4.13)$$

Finalmente se calcula la pendiente usando mediante la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (4.14)$$

$$S = \left(\frac{V * n}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad (4.15)$$

4.3.3. Diseño de Desarenador

El desarenador como lo indica su nombre, se remueven las partículas de arena y similares, que tienen un peso específico cercano a 2,65 g/cm³ y tamaños superiores a 0,15 mm de diámetro (cáscaras, semillas). Este tipo de partículas presentes, especialmente, en las aguas residuales, causan abrasión y daños en las tuberías y en la bomba.

Los desarenadores consisten, simplemente, en un ensanchamiento del canal de pretratamiento, en donde la velocidad del agua disminuye lo necesario para permitir la sedimentación de las partículas discretas, pero no lo suficiente para que se presente asentamiento de la materia orgánica. Su diseño está soportado, entonces, en las velocidades de sedimentación de las partículas que quieren removerse, las cuales son explicadas mediante las fórmulas de Stokes (flujo laminar), Newton (flujo turbulento) y Allen (régimen transitorio)⁶.

El contenido de materia orgánica en las arenas extraídas está, usualmente, entre el 3 y el 5%.

⁶ Moreno y López (2009-2010)

Cuadro N° 4.1 - Velocidades de sedimentación para diferentes tamaños de arenas a una temperatura de 16 °C y una eliminación cercana al 90%⁷. Fuente: Moreno y López (2009-2010)

Diámetro de partícula (mm)	Velocidad de sedimentación
0.15	40 a 50 m/h
0.20	65 a 75 m/h
0.25	85 a 95 m/h
0.30	105 a 120 m/h

Los desarenadores se diseñan con el caudal punta; los criterios para su cálculo se presentan en la Cuadro 4.2

Cuadro N° 4.2 - Criterios de diseño de los desarenadores⁸ Fuente: Lozano-Rivas, Material de clase para las asignaturas de Tratamiento de Aguas Residuales, 2012

Parámetro	Valor o rango
Carga superficial	40 a 70 m ³ /m ² *h (a caudal punta)
Tiempo de Retención Hidráulica (TRH)	100 a 300 s (a caudal punta) Más frecuentemente = 180 s
Velocidad horizontal	0,20 a 0,40 m/s (a caudal punta)
Longitud	10 a 30 veces la altura de la lámina de agua
Altura mínima de la unidad	1.0 m
Altura máxima de la unidad	2.5 m

La cantidad de arena removida por estas unidades oscila entre 5 y 40 mL por m³ de agua residual tratada para alcantarillados sanitarios, con valores típicos cercanos a los

⁷ Moreno y López (2009-2010)

⁸ Lozano-Rivas, Material de clase para las asignaturas de Tratamiento de Aguas Residuales, 2012

20 mL/m³. Si la red es combinada, estos valores podrían ascender en épocas de invierno, a 200 mL/m³.

Es importante recordar que los valores que se toman para el diseño de cualquier unidad, deben estar avalados por determinaciones en plantas piloto o en pruebas de laboratorio. Nunca deben asumirse valores de rangos dados por una normativa o por la literatura sin el debido sustento. Para el caso del diseño de un desarenador, deben efectuarse ensayos de sedimentabilidad en una columna de sedimentación.

4.3.4. Selección del Diámetro de la Tubería de Impulsión

La selección del diámetro de la tubería de impulsión debe ser conforme a la velocidad que se genera en el interior de la tubería y el valor de la pérdida por fricción, los datos necesarios para realizar el dimensionamiento con: el caudal de diseño, la longitud total de la tubería de impulsión y el material de la tubería, el material nos otorga el coeficiente de rugosidad y el diámetro de la tubería.

Se presenta los siguientes datos que son necesarios para un adecuado diseño de la tubería y selección de un diámetro apropiado de la tubería.

Se usaran las siguientes fórmulas para poder realizar el diseño y la selección de la tubería:

$$h_f = \frac{10.7 * Q^{1.85} * L}{C^{1.85} * D^{4.87}} \quad (4.16)$$

Dónde:

Q = Caudal de diseño, (m³/s)

A = Area interior de la tubería, (m^2)

L = Longitud total de la tubería de impulsión, (m)

DN = Diámetro nominal de tubería

D = Diámetro interior de la tubería

C = Coeficiente de rugosidad de la tubería.

V = Velocidad del fluido en el interior de la tubería.

e = Espesor de la pared de la tubería.

h_f = Pérdida total por la fricción en la tubería.

La selección de la tubería es de acuerdo por la velocidad mínima para asegurar el arrastre de los sedimentos y máxima para controlar el golpe de ariete.

La velocidad mínima para el arrastre de arenas es 1.1 m/s y la velocidad máxima en la tubería es 1.5 m/s .

4.3.5. Diseño de la Cámara Húmeda

Para realizar el diseño de la cámara húmeda se debe tener las siguientes consideraciones, se debe calcular el Volumen Permanente, Volumen Útil, Volumen de rebose, Volumen de Seguridad de la cámara húmeda con el caudal de diseño para asegurar un tiempo de detención mínima de la bomba, que viene a ser el tiempo en el que se llena y se completa el volumen útil.

El volumen total viene dado por la suma de todos los volúmenes que conforman la cámara húmeda:

$$V_t = V_p + V_u + V_r + V_s \quad (4.17)$$

Dónde:

V_t = Volumen total de la cámara húmeda.

V_p = Volumen permanente de la cámara húmeda.

V_u = Volumen útil de la cámara húmeda.

V_r = Volumen de rebose de la cámara húmeda.

V_s = Volumen de seguridad de la cámara húmeda.

El volumen permanente se calcular por la siguiente relación:

$$V_p = Q_d * T_{max} \quad (4.18)$$

Dónde:

Q_d = Caudal de diseño, (l/s)

T_{max} = Tiempo máximo para llenar el volumen permanente, el cual no debe ser mayor a 30 min, para evitar la septificación.

El volumen útil se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_U = Q_d * T_{min} \quad (4.19)$$

Dónde:

Q_d = Caudal de diseño, (l/s)

T_{min} = Tiempo mínimo para poder llenar el volumen útil.

El Volumen de rebose viene dado por la siguiente relación:

$$V_r = 0.5 * V_u \quad (4.20)$$

Dónde:

V_r = Volumen de rebose de la cámara húmeda.

V_u = Volumen útil de la cámara húmeda.

El volumen de seguridad viene para evitar que las aguas residuales sobrepasen los niveles permitidos de un momento a otro por fallas en las bombas u otro caso fortuito, se asignara un valor de 25% del volumen útil.

$$V_s = 0.25 * V_u \quad (4.21)$$

Dónde:

V_s = Volumen de seguridad de la cámara húmeda.

V_u = Volumen útil de la cámara húmeda.

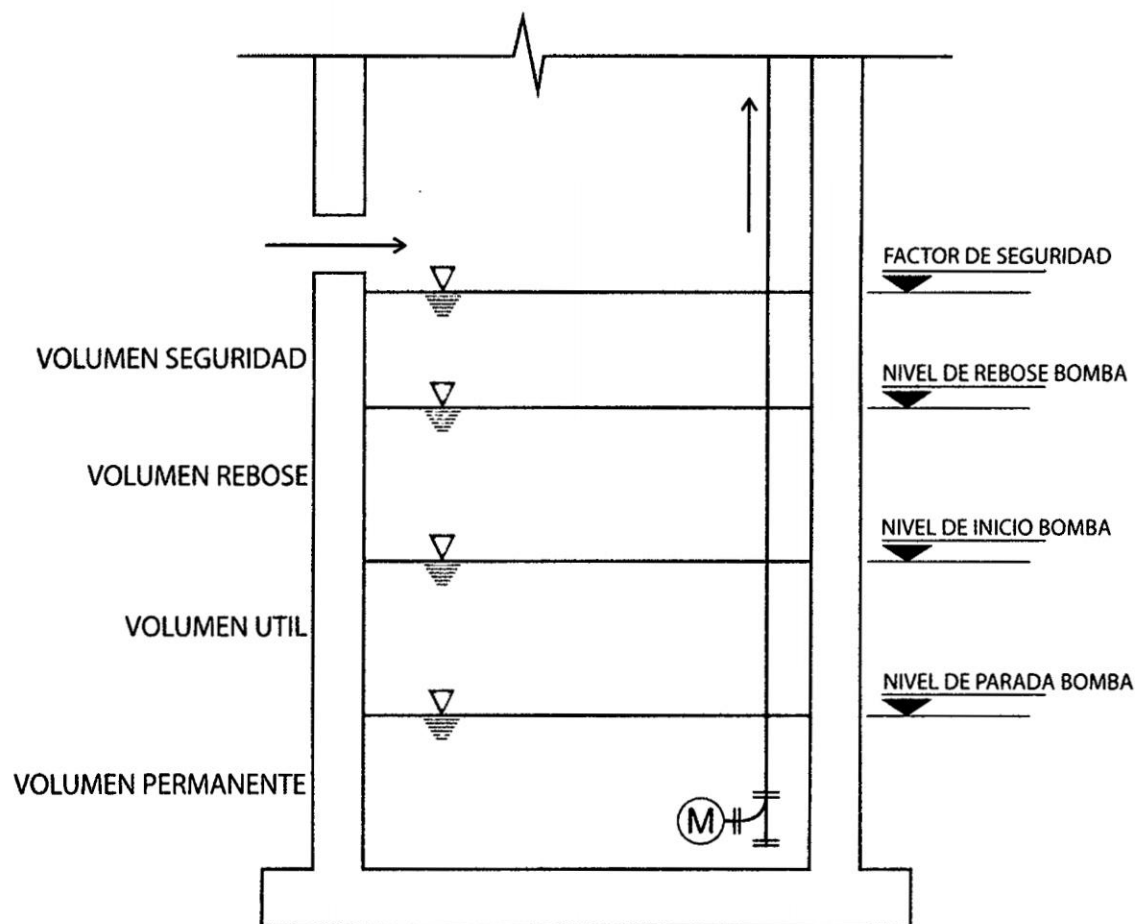


Figura 4.7 – Niveles de Volumen de la cámara húmeda. Fuente: Elaboración propia

4.3.6. Calculo de la Altura Manométrica Total

Con el caudal de diseño y la altura manométrica máxima de la tubería que se desea elevar las aguas residuales, con estas consideraciones se selecciona y diseña la bomba.

1. Altura Geométrica Total

La altura geométrica máxima es la diferencia de las cotas entre la cota de fondo del buzón de llegada y la cota fondo de la cámara húmeda.⁹

2. Perdida por Fricción

Para el cálculo de la perdida por fricción se usa la fórmula de Hazen-Williams, en los dos tramos de tubería tanto en la tubería de succión y la tubería de impulsión.

$$h_f = \frac{10.7 * Q^{1.85} * L}{C^{1.85} * D^{4.87}} \quad (4.22)$$

Dónde:

Q = Caudal de diseño, (m^3/s)

L = Largo de la tubería, (m)

C = Coeficiente de rugosidad

D = Diámetro Interior, (mm)

h_f = Perdida carga por fricción

La total de las perdidas es la sumatoria en todos los tramos de la tubería de succión e impulsión.

3. Altura de Velocidad

La altura de velocidad que se obtiene por la siguiente ecuación¹⁰:

⁹ Tchobanoglous, G (1998)

¹⁰ Tchobanoglous, G (1998)

$$h_v = \frac{V^2}{2 * g} \quad (4.23)$$

Dónde:

h_v = Altura de velocidad, (m/s)

V = Velocidad del flujo, (m/s)

g = Aceleración de la gravedad

4. Pérdidas de Carga por Accesorios

Se deberá calcular y analizar las pérdidas de carga por accesorios tanto en la tubería de succión como en la tubería de impulsión y se deberá calcular las pérdidas cada pieza considerando las siguientes formulas:

$$h_m = K \frac{V^2}{2 * g} \quad (4.24)$$

Dónde:

Q = Caudal de diseño

D = Diámetro interior de la tubería.

A = Área interior de la sección de tubería.

K = Coeficiente de pérdida de carga

V = Velocidad del flujo

g = Aceleración de la gravedad

h_m = Perdida de cara por accesorios

4.3.7. Presión en la Tubería de Impulsión

Una vez realizado la selección de la bomba, calculado la altura manométrica máxima y los niveles de inicio del bombeo se debe verificar la presión de trabajo para la tubería de impulsión sea la presión correcta.

La presión máxima de trabajo en la tubería se produce posteriormente a la bomba.

$$P_{max} = h_{inicio} + E_{bomba} \quad (4.25)$$

Dónde:

P_{max} = Presión máxima en el interior de la tubería.

h_{inicio} = Altura de agua que corresponde en el interior de la cámara al momento de comenzar el bombeo

E_{bomba} = Energía proporcionada por la bomba, este dato se obtiene de la curva de operación de la bomba, cuando la altura geométrica es máxima.

El siguiente paso es calcular la sobrepresión generada por el golpe de ariete, dado que tenemos dos tramos de tubería y se debe analizar en ambos tramos y se calcula de la siguiente manera¹¹:

$$h_w(max) = \frac{a * V}{g} \quad (4.26)$$

¹¹ Tchobanoglous, G (1998)

Dónde:

$h_w(max)$ = Presión máxima originada por el golpe de ariete, (m)

a = Celeridad de onda de la presión en la tubería, (m/s)

V = Velocidad del flujo en la tubería, (m/s)

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

La celeridad de la onda de presión se calcula con siguiente presión:

$$a = \frac{1440}{(1 + C1(\frac{K * d}{E * e}))^{1/2}} \quad (4.27)$$

Dónde:

$C1$ = Coeficiente según tipo de instalación, $(1 - \mu^2)$ para tuberías con movimiento axial impedido.

μ = Módulo de Poisson

K = Módulo de masa del agua, (MN/m²)

d = Diámetro de la tubería, (m)

E = Módulo de elasticidad de la tubería, (Mn/m²)

e = Espesor de la tubería, (m)

A continuación se calcula la presión máxima total que se produce en la tubería que viene a ser la suma de la presión máxima y la sobrepresión producido por el golpe de ariete.

$$P_{max\ total} = P_{max} + h_w \quad (4.28)$$

Finalmente se calcula la presión máxima total para un caudal igual a cero, cuando se produce una obstrucción total del flujo de agua entrada de la cámara en la tubería de impulsión.¹²

¹² Tchobanoglous, G (1998)

CAPITULO V

RESULTADOS Y DISCUSION

5.1. INTRODUCCION

Para la aplicación práctica tomamos los datos de la comunidad de Sirenachayocc, en el centro poblado de Lobo Tahuantinsuyo, Distrito de Kimbiri, Provincia de La Convención, Región Cusco, el diagnóstico realizado para el presente trabajo de investigación es de la siguiente manera:

La comunidad de Sirenachayocc, cuenta con 396 habitantes y 125 familias en la actualidad y esta presentada a una altitud 650 m.s.n.m. pertenece a la región natural rupa rupa o selva alta. En cuanto al clima por su ubicación en zona de Selva Alta, el clima es tropical con variación de temperatura y altas precipitaciones (1,800 mm a 2,200 mm/anuales), persistente con alto nivel de humedad.

5.2. CALCULO DE CAUDAL DE DISEÑO

Para el cálculo del caudal de diseño primeramente se debe calcular la población futura con un periodo de diseño de 20 años.

5.2.1. Calculo de Población Futura

- ❖ Población actual, $P_0 = 401 \text{ hab}$
- ❖ Tasa de crecimiento, $r = 1.31 \%$
- ❖ Periodo de diseño, $t = 20 \text{ años}$
- ❖ Población futura

$$P_f = P_o + \left(1 + \frac{r * t}{100}\right)$$

Dónde:

P_f = Población futura, (*hab*)

P_o = Poblacion actual o inicio, (*hab*)

r = Tasa de crecimiento (%)

t = Periodo de diseño o tiempo de diseño (*años*)

$$P_f = 401 + \left(1 + \frac{1.31 * 20}{100}\right) = 506 \text{ hab}$$

5.2.2. Dotación

La dotación tomada para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, tomando el criterio de clima cálido es:

$$Dot = 150 \text{ l/hab/dia}$$

5.2.3. Calculo de Caudal máximo horario

5.2.3.1. Método de Coeficiente de Mayoración

a) Caudal Promedio Anual.

$$Q_p = \frac{P_f * Dot}{86400}$$

$$Q_p = 0.88 \text{ l/seg}$$

b) Caudal Máximo Diario

$$Q_{md} = 1.3 * Q_p$$

$$Q_{md} = 1.14 \text{ l/seg}$$

c) Caudal Máximo Horario

$$Q_{mh} = 2.0 * Q_{md}$$

$$Q_{mh} = 2.28 \text{ l/seg}$$

d) Caudal Máximo de Aguas residuales

$$Q_m = 0.8 * Q_{mh}$$

$$Q_m = 1.83 \text{ l/seg}$$

5.2.3.2. Método de Coeficiente Punta

El Caudal Máximo Horario se calculara con el Coeficiente de Babbitt el cual es:

$$M = \frac{5}{p^{0.5}}$$

$$M = \frac{5}{0.401^{0.5}} = 7.90$$

A continuación calculamos el caudal medio de aguas residuales será:

$$Q_{med} = \frac{P_f * Dot}{84600} * 0.8$$

$$Q_{med} = 0.70 \text{ l/seg}$$

Por lo tanto el Caudal Máximo de Aguas residuales es:

$$Q_m = M * Q_{med}$$

$$Q_m = 5.53 \text{ l/seg}$$

Comparamos los valores que se obtuvo por el Método de Coeficientes de Mayoración y el Método de Coeficiente de Punta.

- ❖ Método de Coeficientes de Mayoración → $Q_m = 1.83 \text{ l/seg}$
- ❖ Método de Coeficiente de Punta → $Q_m = 5.53 \text{ l/seg}$

Concluimos el método de coeficientes de Mayoración es el más conservador y es el valor del caudal que tomamos para calcular el caudal de diseño.

5.2.4. Caudal de Infiltración

Para el cálculo de caudal de infiltración se debe tener en cuenta la longitud de la red y el número de buzones, y se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q_i = 1000 * L + 380 * B$$

En la longitud de la red no se realiza infiltración debido a que en la construcción se utiliza tuberías de PVC y durante y al final de la obra se realiza Pruebas Hidráulicas que garantizan que no se produzca Infiltración a lo largo de la tubería,

Se tiene 35 buzones¹ en toda la red del sistema de alcantarillado y donde el caudal de infiltración queda como:

$$Q_i = \frac{380 * 35}{86400} = 0.18 \text{ l/seg}$$

5.2.5. Caudal de Diseño

El caudal de diseño se calcula de la siguiente manera:

$$Q_d = Q_m + Q_i$$

$$Q_d = 1.83 + 0.18 = 2.01 \text{ l/seg}$$

¹ Ver plano de Red Colector del Sistema

5.3. DISEÑO DE LA RED COLECTOR DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

En el diseño de la red de distribución primer planteamos la red colector y red emisor, por donde se trasladara las aguas residuales y se ubicara los buzones a criterio de la topografía.

Se observa el diseño en planta y el diseño de los perfiles longitudinales, se presenta algunos de ellos para ver la mecánica del trabajo y los criterios tomados.

La planta total del sistema alcantarillado se encuentran en los planos que se encuentran en los anexos.

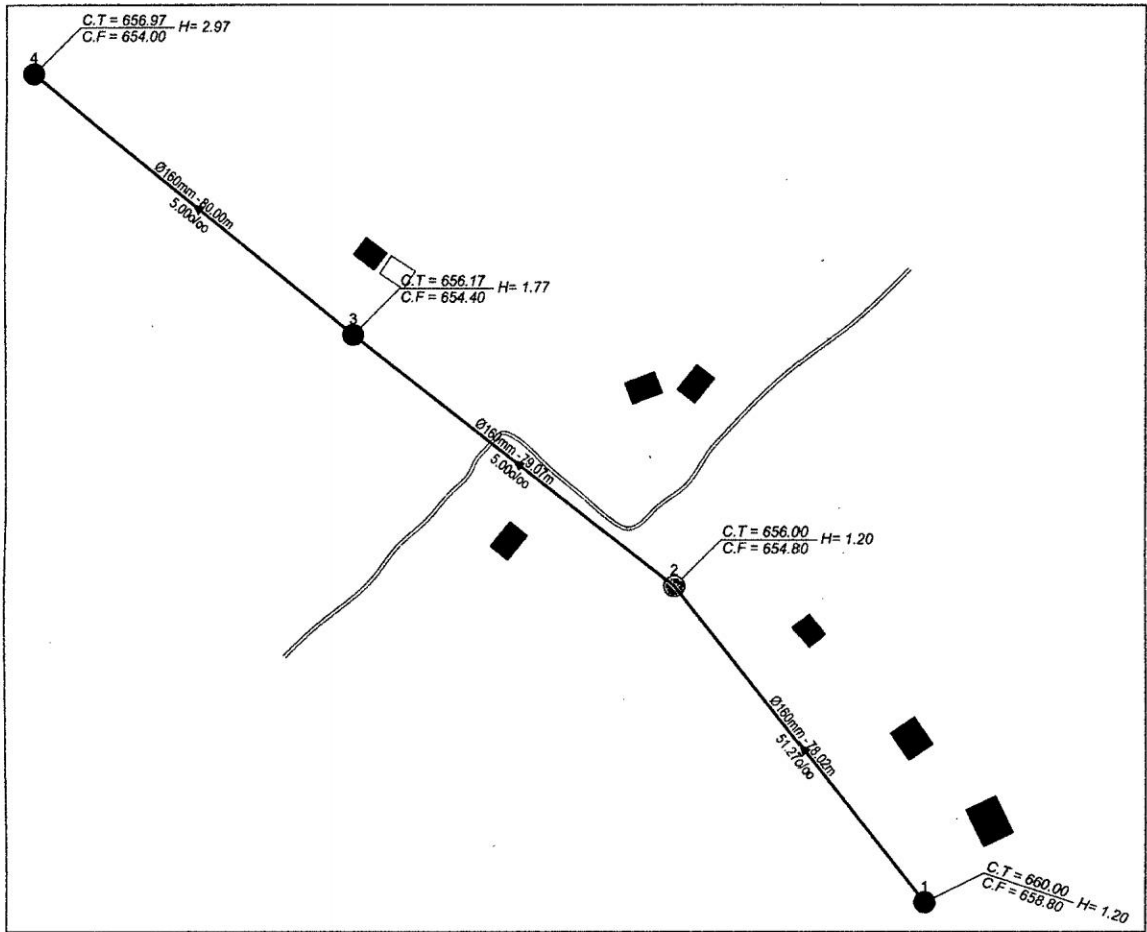


Figura 5.1 – Plano en planta y diagrama de flujo del buzón N° 1 a 4. Fuente: Elaboración propia

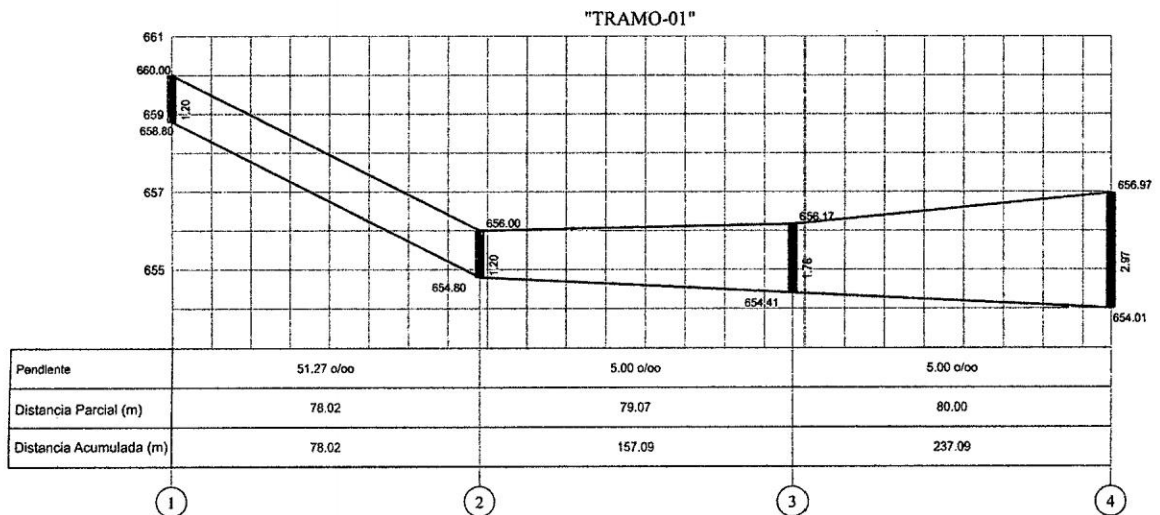


Figura 5.2 – Vista de perfil del buzón N° 1 a 4 y altura de los buzones. Fuente:

Elaboración propia

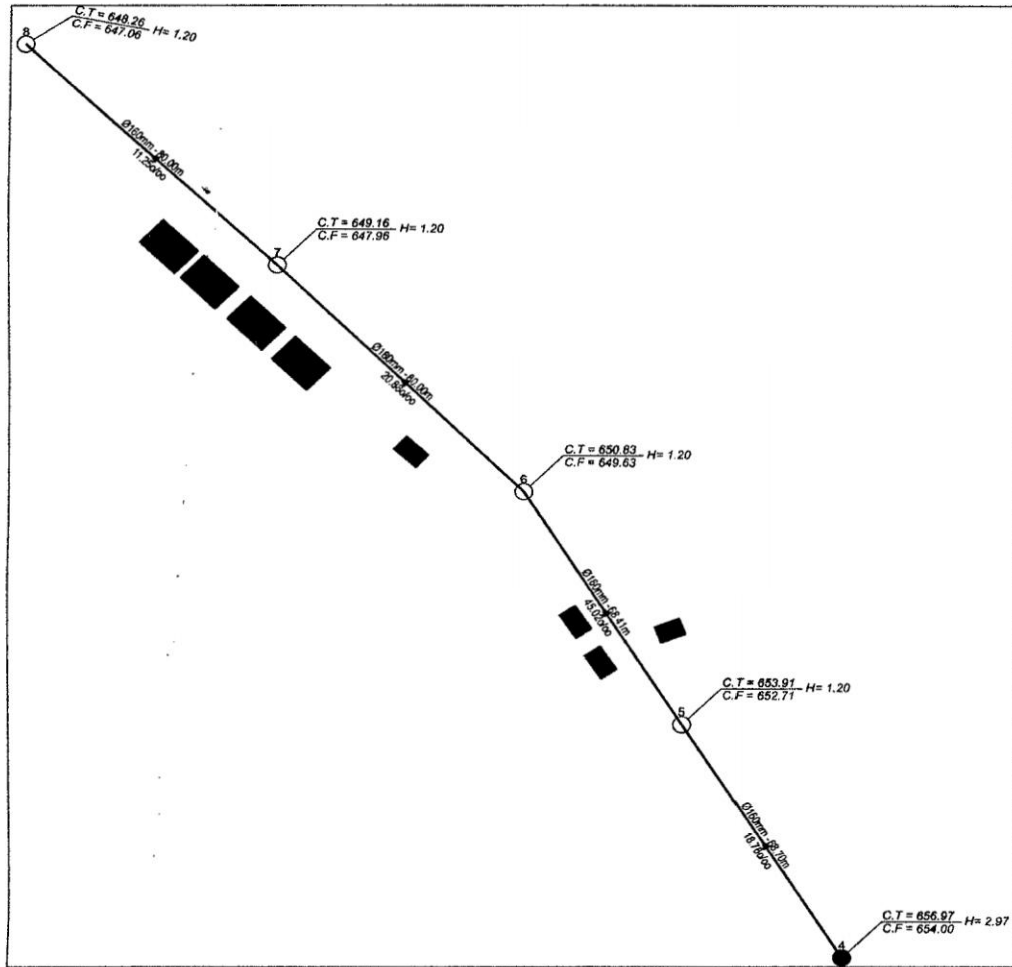


Figura 5.3 – Plano en planta y diagrama de flujo del buzón N° 4 a 8. Fuente:

Elaboración propia

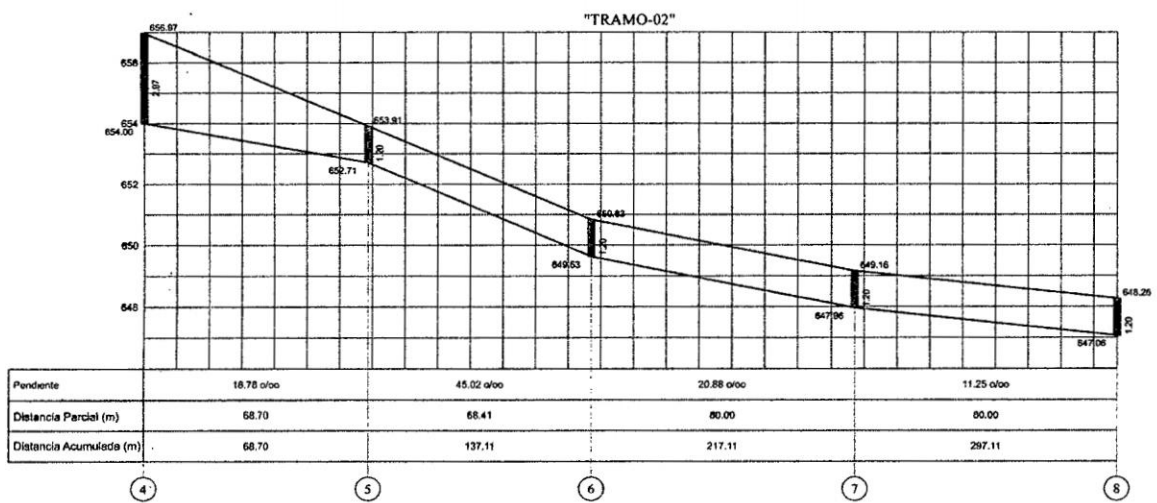


Figura 5.4 – Vista de perfil del buzón N° 4 a 8 y altura de los buzones. Fuente:

Elaboración propia

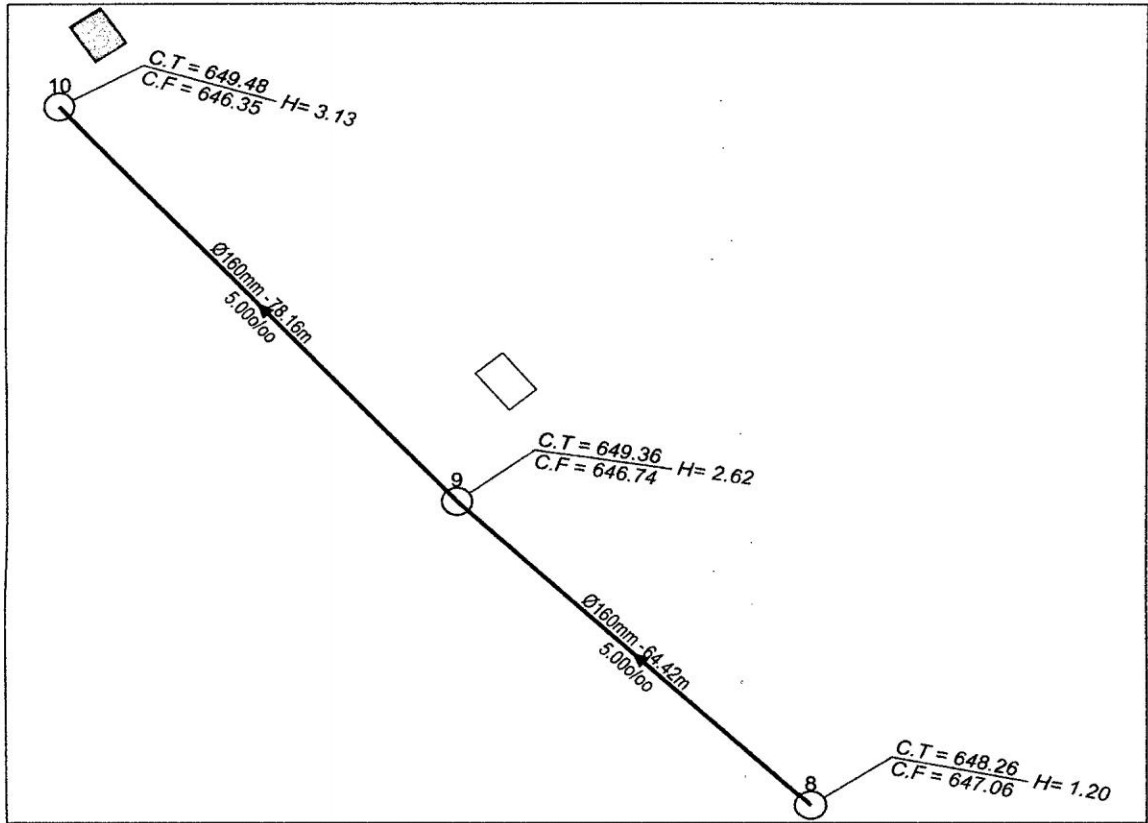


Figura 5.5 – Plano en planta y diagrama de flujo del buzón N° 8 a 10. Fuente:

Elaboración propia

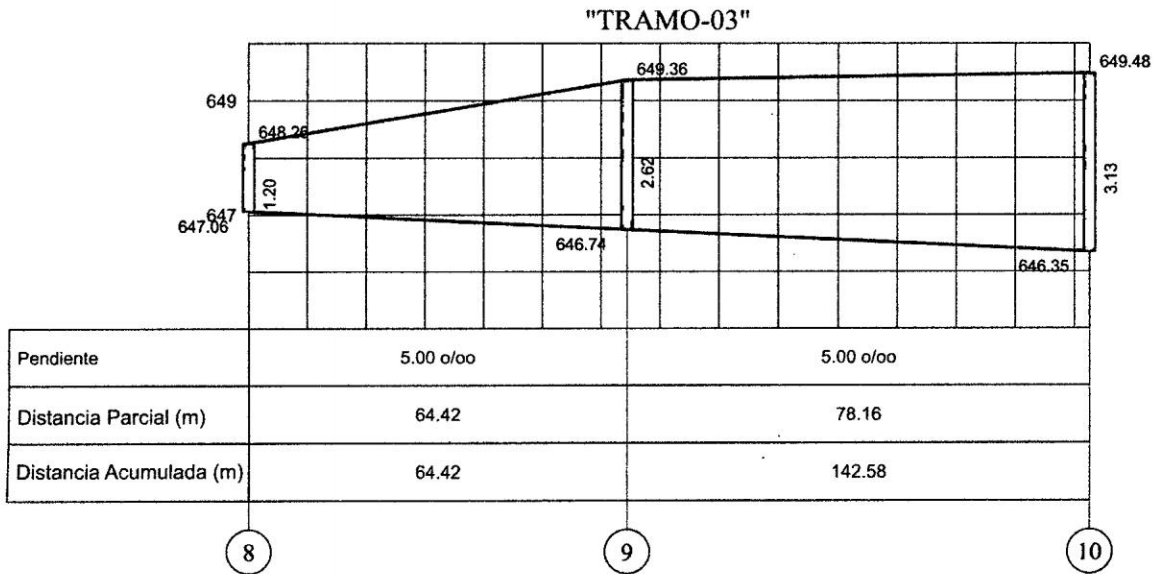


Figura 5.6 – Vista de perfil del buzón N° 8 a 10 y altura de los buzones. Fuente:

Elaboración propia

5.4. DISEÑO DE LA RED EMISOR DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y OBTENCION DE LA ALTURA FINAL DEL BUZON

El diseño de la red emisor se sigue los mismos pasos que en la red colector se presenta el tramo red colector del buzón nº 32 a 35

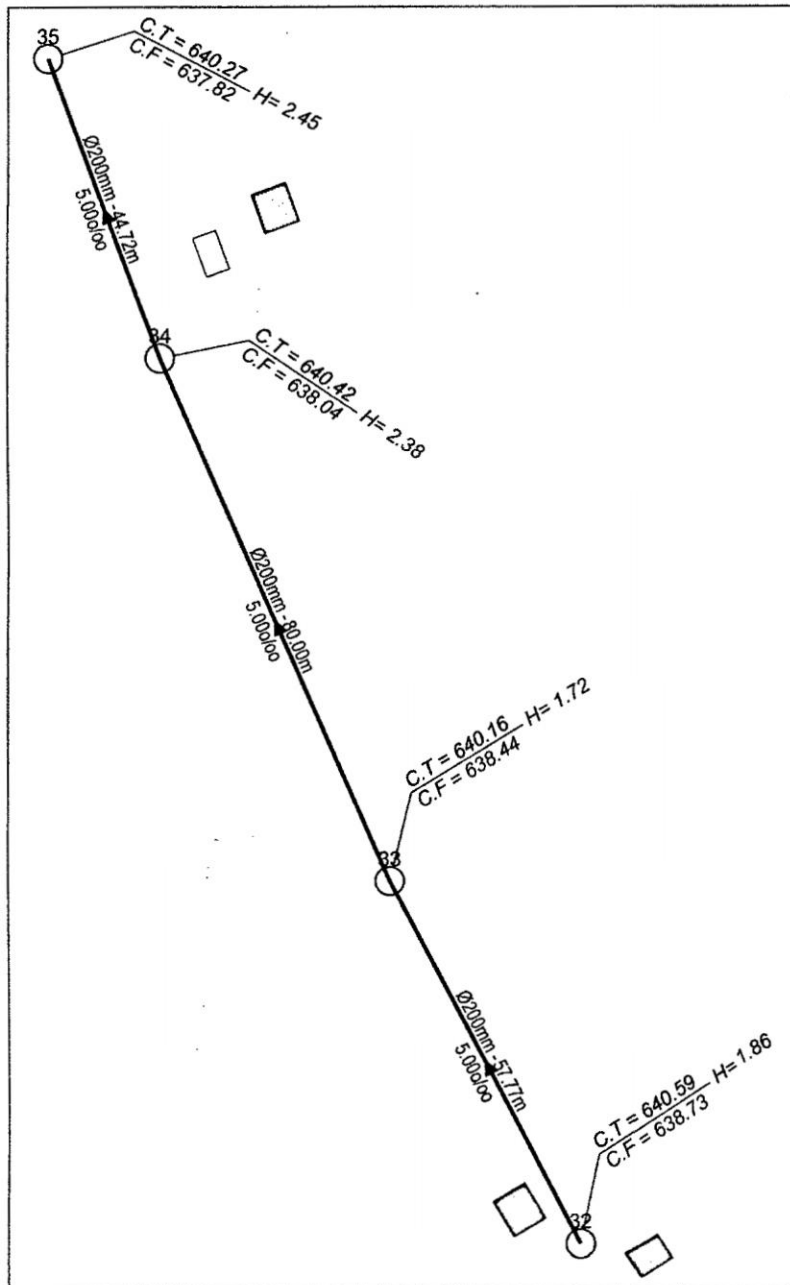


Figura 5.7 – Plano en planta y diagrama de flujo del buzón N° 32 a 35, red emisor.

Fuente: Elaboración propia

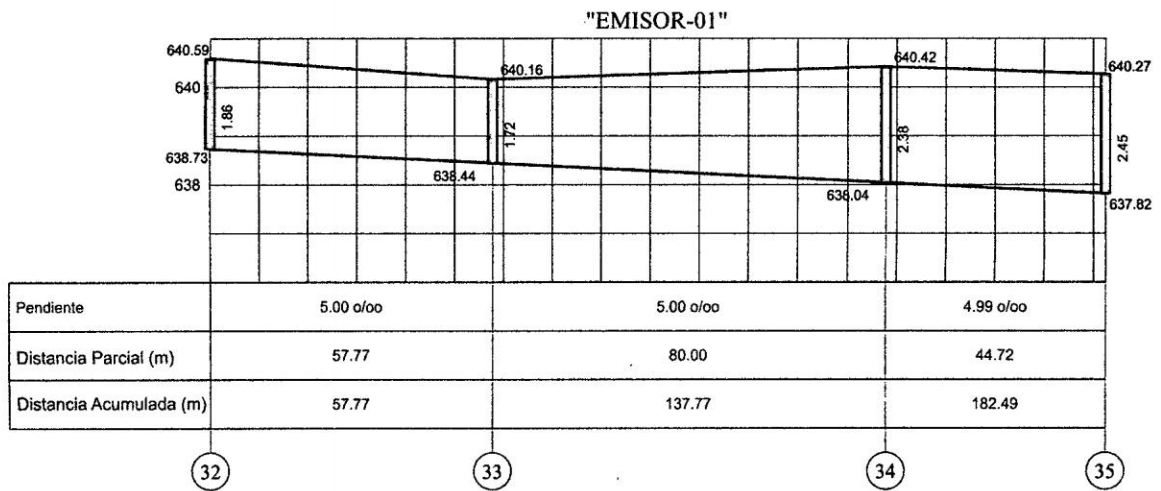


Figura 5.8 – Vista de perfil del buzón N° 32 a 35 y altura de los buzones .Fuente:

Elaboración propia

Final el buzón N° 35 tiene una altura de $H = 2.45 \text{ m}$, la altura H es la altura final de buzón, H es un dato de diseño del sistema de bombeo y el cual se conectara mediante una tubería a la cámara de rejillas.

5.5. DISEÑO DE LA CAMARA DE REJAS

El canal de la cámara de rejillas será en forma de U, el diseño analizará la pendiente mínima necesaria del canal para lograr alcanzar una velocidad que permita el arrastre de las arenas, cuando se transporta el caudal de diseño de aguas residuales.

Tenemos los siguientes datos:

El caudal de diseño: $Q_d = 2.01 \text{ l/s}$ y $Q_d = 0.00201 \text{ m}^3/\text{s}$

Velocidad mínima para lograr el arrastre de las arenas: $V = 0.60 \text{ m/s}$

El coeficiente de Manning para el concreto, $n = 0.013$

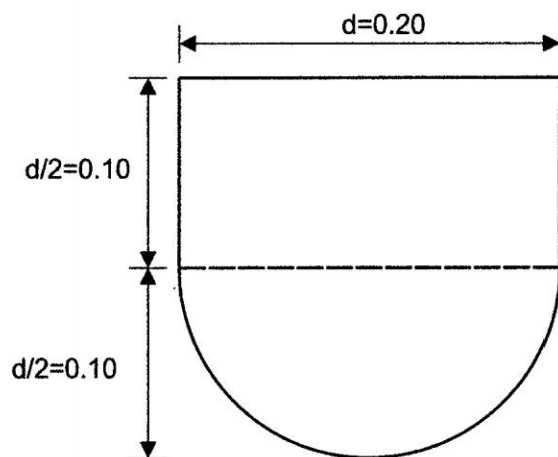


Figura 5.9 –Forma de canal de cámara de rejillas. Fuente: Tratamientos de Aguas Residuales, Tchobanoglous, G

El diseño y la forma de la cámara de rejillas será de la forma de un canal abierto, se necesita conocer la pendiente S y usaremos la fórmula de Manning que es la siguiente:

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * S^{1/2}$$

Para calcular la pendiente mínima S debemos conocer el radio hidráulico R que es la relación entre la sección ocupada por el agua dentro del canal y el perímetro mojado de la sección. El radio hidráulico lo podemos calcular de la siguiente manera:

$$R = \frac{A_s}{P}$$

El área de la sección mojada lo podemos calcular con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{Q_d}{V}$$

Dónde:

A_s = Area de la sección mojada, (m^2)

Q_d = Caudal de diseño que es, $0.00201 m^3/s$

V = Velocidad del flujo, $0.6 m/s$

$$A_s = \frac{0.00201}{0.60} = 0.00335 m^2$$

El ancho que usamos para el canal será de 20 cm, con este ancho se puede realizar con facilidad la limpieza de la cámara de rejillas del canal, ahora para conocer si la altura del agua dentro del canal alcanza el valor de la altura $d/2$, comparamos el área del semicírculo con el área de la sección mojada, para visualizar si el nivel de agua esta sobre o bajo $d/2$.

Para el diámetro de 20 cm, el área del semicírculo es:

$$A_{sc} = \frac{\pi * d^2}{8} = \frac{\pi * 0.2^2}{8} = 0.01571 m^2$$

$$A_{sc} = 0.01571 m^2 > 0.00335 m^2$$

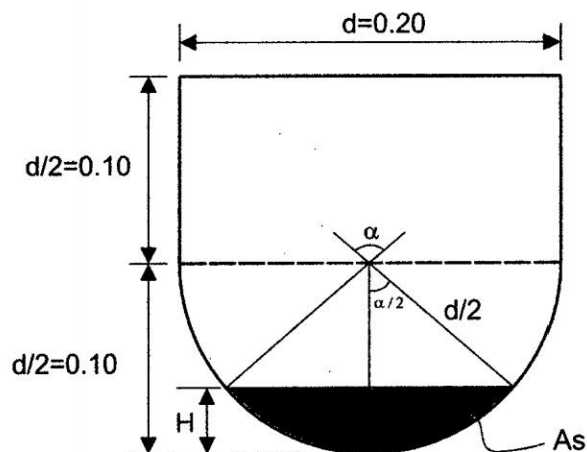


Figura 5.10 – Esquema del canal para condiciones de caudal de diseño. Fuente:

Tratamientos de Aguas Residuales, Tchobanoglous, G

Por lo tanto el nivel de agua se ubica por debajo de la altura $d/2$, entonces a continuación debemos calcular el perímetro mojado para el canal, para lo cual realizamos el siguiente análisis:

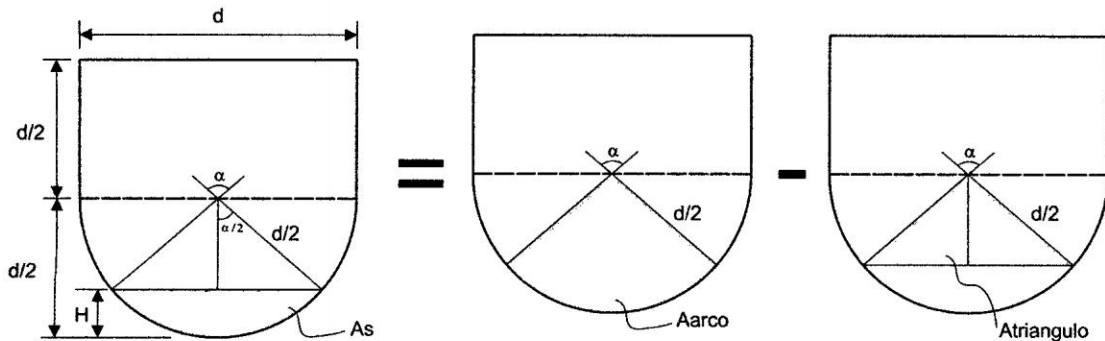


Figura 5.11 – Composición del área de la sección mojada. Fuente: Tratamientos de Aguas Residuales, Tchobanoglous, G

El perímetro mojado para el canal lo calculamos como:

$$P = \frac{\pi * d^2 * \alpha}{4 * 360}$$

No conocemos el ángulo (α), si conocemos el área de la sección mojada y el diámetro del canal, podemos calcularlo usando el área de la sección mojada (A_s), de la siguiente manera:

$$A_s = A_{arco} - A_{triangulo}$$

$$A_s = \frac{\pi * d^2 * \alpha}{4 * 360} - \frac{d^2}{4} * \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) * \text{sen}\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

$$0.00335 = \frac{\pi * 0.20^2 * \alpha}{4 * 360} - \frac{0.20^2}{4} * \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) * \text{sen}\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

$$\alpha = 95.42^\circ$$

El valor de (α), que satisface esta condición es $\alpha = 95.42$, con este valor calculamos el perímetro mojado:

$$P = \frac{\pi * d^2 * \alpha}{4 * 360}$$

$$P = \frac{\pi * 0.20^2 * 95.42}{4 * 360} = 0.00833 \text{ m}$$

A continuación calculamos el radio hidráulico R .

$$R = \frac{A_s}{P}$$

$$R = \frac{0.00335}{0.00833} = 0.40216 \text{ m}$$

Una vez conocido el radio hidráulico R , como paso final calculamos la pendiente mínima S , necesaria para remover el arrastre de las arenas.

$$S = \left(\frac{V * n}{R^{2/3}} \right)^2$$

$$S = \left(\frac{0.60 * 0.013}{0.40216^{2/3}} \right)^2 = 0.00020$$

$$S = 0.020\%$$

Se considera una pendiente de 2% para facilitar la construcción de canal de la cámara de rejillas y aumentar la velocidad.

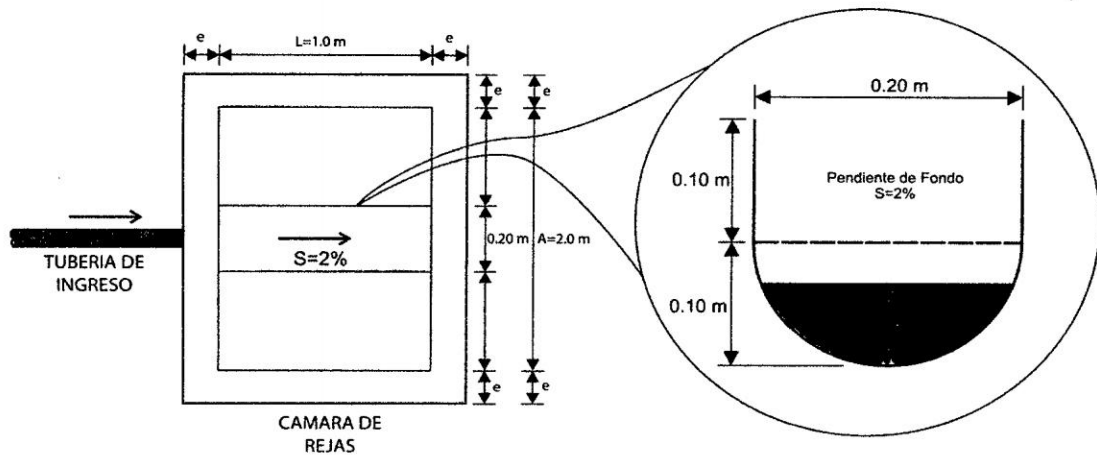


Figura 5.12 – Vista en planta y Sección final de la cámara de rejillas. Fuente: Elaboración propia

5.6. DISEÑO DEL DESARENADOR

Para diseñar el desarenador tenemos el caudal de diseño 0.201 l/s y asumimos una carga superficial de 40 m/h

$$Q = A * V$$

El canal de desarenador, ingresará un caudal depuradora de 7.236 m³/h y el área lo calculamos con la siguiente relación:

$$A_s = \frac{Q}{C_s}$$

$$A_s = \frac{7.236 \text{ m}^3/\text{h}}{40 \text{ m}/\text{h}} = 0.1809 \text{ m}^2$$

Considerando que se trata de un caudal pequeño, la altura o profundidad efectiva P de la unidad se establecerá de 0.20 m

El volumen efectivo del canal desarenador es:

$$V = A_s * P = 0.1809 \text{ m}^2 * 0.20 \text{ m}$$

$$V = 0.03618 \text{ m}^3$$

Para este volumen se verifica el Tiempo de Retención Hidráulica TRH²

$$Q = \frac{V}{TRH}$$

$$TRH = \frac{V}{Q} = \frac{0.03618 \text{ m}^3}{0.00201 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$TRH = 18.0 \text{ segundos}$$

Para una velocidad horizontal $V_H = 0.30 \text{ m/s}$, se calculara el área transversal A_T del canal desarenador con la siguiente relación:

$$A_T = \frac{Q}{V_H}$$

$$A_T = \frac{0.00201 \text{ m}^3/\text{s}}{0.30 \text{ m/s}}$$

$$A_T = 0.00670 \text{ m}^2$$

Para una altura o profundidad efectiva $P = 0.20 \text{ m}$, el ancho del canal será:

$$B = \frac{A_T}{P}$$

$$B = \frac{0.00670 \text{ m}^2}{0.20 \text{ m}} = 0.03350 \text{ m}$$

El largo L de canal será:

$$L = \frac{A_T}{B}$$

² TRH=Tiempo de Retención Hidráulica

$$L = \frac{0.18090 \text{ m}^2}{0.03350 \text{ m}} = 5.40 \text{ m}$$

La longitud L es muy largo por lo que consideramos un ancho del canal $B = 0.20 \text{ m}$

Con este dato se calculara la nueva longitud L

$$L = \frac{0.18090 \text{ m}^2}{0.20 \text{ m}} = 0.90450 \text{ m}$$

Por lo tanto se considerara una longitud de la cámara desarenador de $L = 1.0 \text{ m}$ y ancho de canal de $B = 0.20 \text{ m}$ y una altura o profundidad de canal de $P = 0.20 \text{ m}$

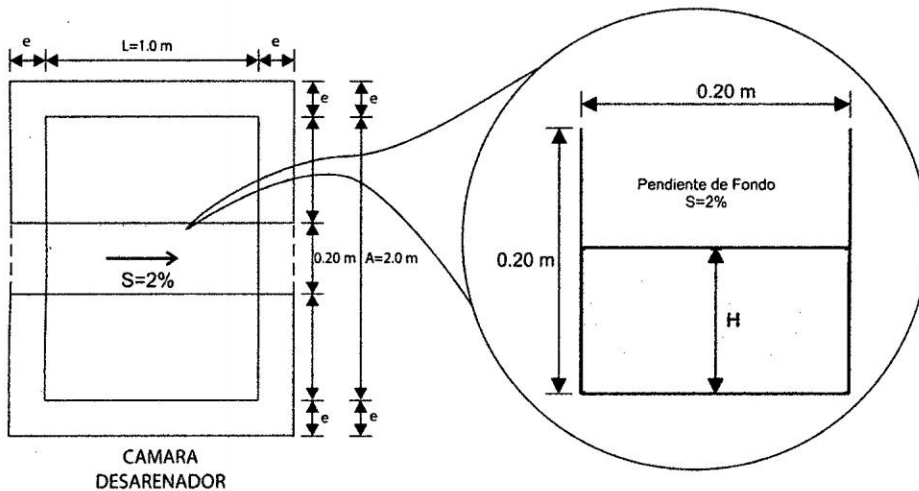


Figura 5.13 – Vista en planta y Sección final de la cámara Desarenador. Fuente:

Elaboración propia

5.7. DISEÑO DE LA CAMARA HUMEDA

Para diseñar la cámara húmeda se debe calcular primero los volúmenes siguientes:

Volumen Permanente V_p , Volumen Útil V_u , Volumen de rebose V_r , Volumen de Seguridad V_s .

El volumen total viene dado por la suma de todos los volúmenes que conforman la cámara húmeda:

$$V_t = V_p + V_u + V_r + V_s$$

Dónde:

V_t = Volumen total de la cámara húmeda.

V_p = Volumen permanente de la cámara húmeda.

V_u = Volumen útil de la cámara húmeda.

V_r = Volumen de rebose de la cámara húmeda.

V_s = Volumen de seguridad de la cámara húmeda.

El volumen permanente se calcula por la siguiente relación:

$$V_p = Q_d * T_{max}$$

$$Q_d = 0.00201 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_{max} = 30 \text{ min} = 1800 \text{ s}$$

$$V_p = 0.00201 * 1800 = 3.61800 \text{ m}^3$$

El volumen útil se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_u = Q_d * T_{min}$$

$$Q_d = 0.00201 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_{max} = 5 \text{ min} = 300 \text{ s}$$

$$V_u = 0.00201 * 30 = 0.60300 \text{ m}^3$$

El Volumen de rebose viene dado por la siguiente relación:

$$V_r = 0.5 * V_u$$

$$V_r = 0.5 * 0.60300 = 0.30150 \text{ m}^3$$

El Volumen de seguridad viene dado por la siguiente relación:

$$V_s = 0.25 * V_u$$

$$V_s = 0.25 * 0.60300 = 0.15075 \text{ m}^3$$

El volumen total viene dado por:

$$V_t = V_p + V_u + V_r + V_s$$

$$V_t = 3.61800 + 0.60300 + 0.30150 + 0.15075 = 4.67325 \text{ m}^3$$

Definimos el ancho de la estructura $A = 2.0\text{m}$ y el largo de la estructura $L = 2.0\text{m}$, con estos datos obtenemos la altura de la cámara húmeda.

$$V = A * L * H$$

$$4.67325 \text{ m}^3 = 2.0 \text{ m} * 2.0 \text{ m} * H$$

$$H = 1.16831 \text{ m} \rightarrow H = 1.20 \text{ m}$$

Con altura obtenida calculamos las alturas de los volúmenes que conforman la cámara húmeda.

El volumen permanente se calcula por la siguiente relación:

$$V = A * L * H$$

$$3.618 \text{ m}^3 = 2.0 \text{ m} * 2.0 \text{ m} * H1$$

$$H1 = 0.90450 \text{ m} \rightarrow H1 = 0.90 \text{ m}$$

El volumen útil se calcula con la siguiente ecuación:

$$V = A * L * H$$

$$0.603m^3 = 2.0 m * 2.0 m * H1$$

$$H2 = 0.15075 m \rightarrow H2 = 0.20 m$$

El Volumen de rebose viene dado por la siguiente relación:

$$V = A * L * H$$

$$0.30150 m^3 = 2.0 m * 2.0 m * H1$$

$$H3 = 0.07538 m \rightarrow H3 = 0.10 m$$

El Volumen de seguridad viene dado por la siguiente relación:

$$V = A * L * H$$

$$0.15075 m^3 = 2.0 m * 2.0 m * H1$$

$$H4 = 0.03769 m \rightarrow H4 = 0.10 m$$

La altura total de la cámara húmeda es la suma de todas las alturas antes calculadas:

$$H = H1 + H2 + H3 + H4$$

$$H = 0.90m + 0.20m + 0.10m + 0.10m$$

$$H = 1.30m$$

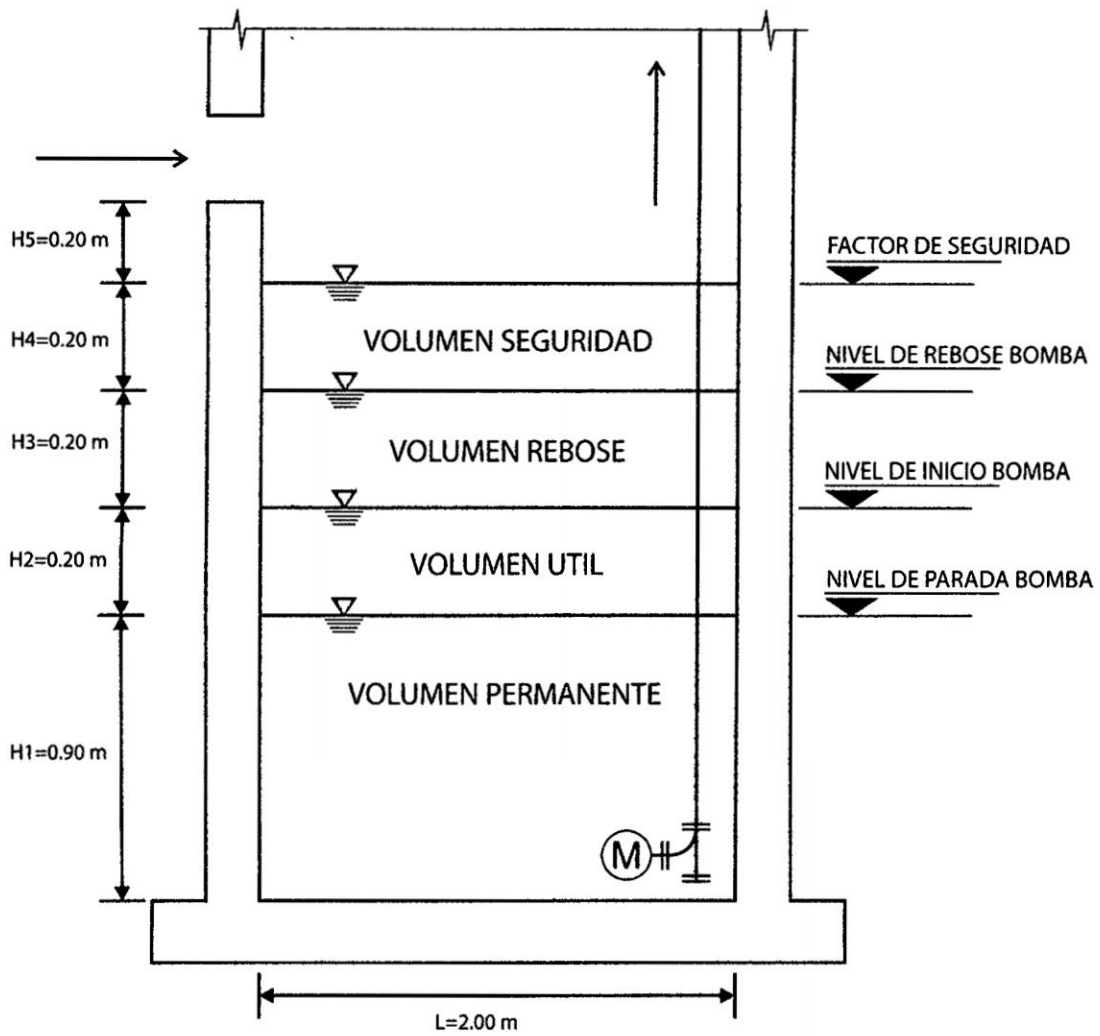


Figura 5.14 – Vista en perfil y de los niveles de altura de la cámara húmeda. Fuente:

Elaboración propia

5.8. DISEÑO DE LA CAMARA DE VALVULAS

En la cámara de válvulas es el lugar donde se ubican las bombas es necesario un espacio adecuado para el funcionamiento y mantenimiento de los equipos por lo tanto definimos a criterio la longitud de la cámara en $L = 2.0\text{ m}$ y el ancho de cámara es $A = 2.0\text{ m}$

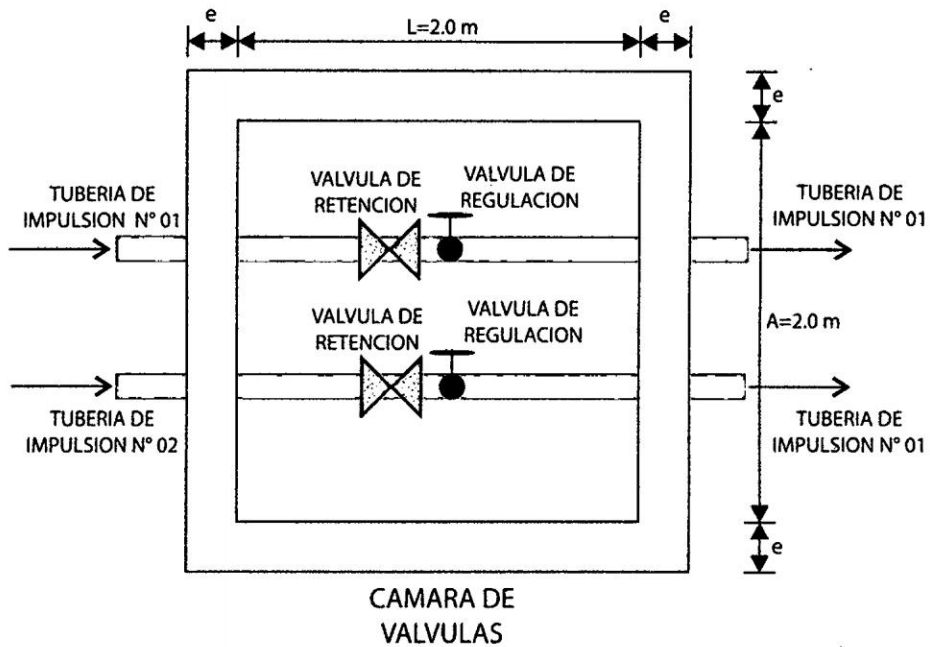


Figura 5.15 – Vista en planta de la cámara de válvulas. Fuente: Elaboración propia

5.9. DISEÑO DE LA TUBERIA DE SUCCION E IMPULSION

La selección del diámetro debe ser entre los márgenes de velocidad máxima y mínima en el interior de la tubería y el valor de la pérdida por fricción.

Los datos necesarios para el análisis y diseño de la tubería son el caudal de diseño de aguas servidas, longitud de la tubería y el material.

$$Q_d = 0.00201 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 3.95 \text{ m}$$

Material de la tubería *PEAD*

$$C = 150^3$$

Presión Nominal, $PN = 20 \text{ kg/cm}^2$

³ C = Coeficiente de Hazen Williams

La máxima presión en la tubería de succión e impulsión no sobrepasara la presión nominal de una tubería $PN = 20 \text{ kg/cm}^2$

Para determinar el diámetro adecuado de la tubería que cumple con las condiciones de velocidad se realiza el siguiente análisis:

Tabla 5.1 – Hoja de cálculo para determinar el diámetro, tubería de succión. Fuente:

Elaboración propia

DN (pulg)	DN (mm)	Q (m ³ /s)	L (m)	e (mm)	peso (kg/m)	D (mm)	D(m)	A (m ²)	V (m/s)	C	hf
1/2	20	0.00201	9.57	3.0	0.16	14.00	0.0140	0.00015	13.057	150	105.63214
3/4	25	0.00201	9.57	3.5	0.24	18.00	0.0180	0.00025	7.899	150	31.06437
1	32	0.00201	9.57	4.4	0.39	23.20	0.0232	0.00042	4.755	150	9.02637
1 1/4	40	0.00201	9.57	5.5	0.61	29.00	0.0290	0.00066	3.043	150	3.04482
1 1/2	50	0.00201	9.57	6.9	0.95	36.20	0.0362	0.00103	1.953	150	1.03402
2	63	0.00201	9.57	8.6	1.2	45.80	0.0458	0.00165	1.220	150	0.32887
2 1/2	75	0.00201	9.57	10.3	2.14	54.40	0.0544	0.00232	0.865	150	0.14226
3	90	0.00201	9.57	12.3	3.06	65.40	0.0654	0.00336	0.598	150	0.05802
4	110	0.00201	9.57	15.1	4.59	79.80	0.0798	0.00500	0.402	150	0.02201
6	160	0.00201	9.57	21.9	9.69	116.20	0.1162	0.01060	0.190	150	0.00353
8	200	0.00201	9.57	27.4	15.16	145.20	0.1452	0.01656	0.121	150	0.00119
10	250	0.00201	9.57	34.8	23.65	180.40	0.1804	0.02556	0.079	150	0.00041
11	280	0.00201	9.57	38.3	29.67	203.40	0.2034	0.03249	0.062	150	0.00023
12	315	0.00201	9.57	43.1	37.56	228.80	0.2288	0.04112	0.049	150	0.00013
14	355	0.00201	9.57	48.5	47.64	258.00	0.2580	0.05228	0.038	150	0.00007

La selección del diámetro de la tubería es de acuerdo a la velocidad mínima 1.1 m/s para el arrastre de las arenas y la velocidad máxima 1.5 m/s

De la Tabla 5.1 el diámetro que cumple las condiciones antes mencionadas es de 63mm (2 pulgadas diámetro comercial) donde la velocidad en el interior de la tubería es 1.22 m/s y una pérdida de carga de $hf = 0.33\text{m}$

5.10. CALCULO DE LA ALTURA MANOMETRICA

La altura manométrica total es la altura con la cual se diseña la bomba, su cálculo se realiza teniendo las alturas antes mencionadas, por lo que la altura manométrica total viene dado por:

$$H_m = H_g + h_{fd} + \sum h_{md} + \frac{V_d^2}{2g} + FS$$

5.10.1. Altura Geométrica Total

La altura geométrica total viene a ser la diferencia entre cotas del eje de la tubería de llegada y la cota más baja en la cámara húmeda⁴ que viene a ser $H_g = 4.82m$

⁴ Ver Figura 6.8

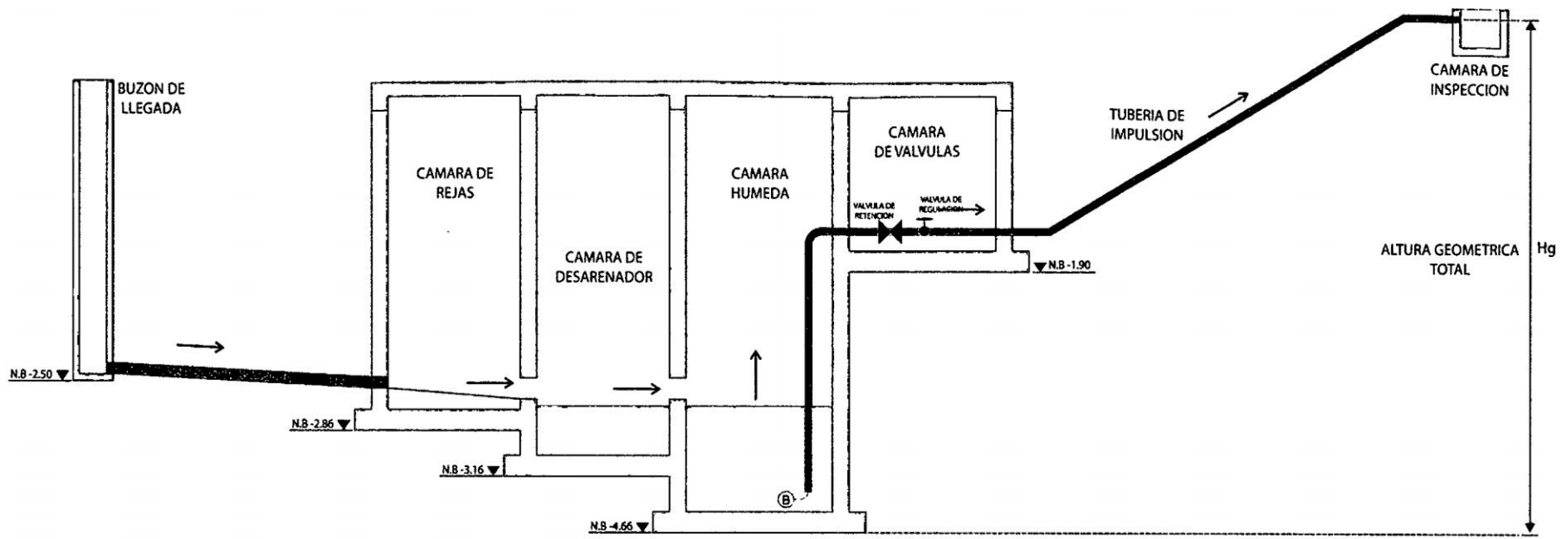


Figura 5.16 – Calculo de la Altura Geométrica Total. Fuente: Elaboración propia

5.10.2. Perdida Por Fricción

- *Tubería de Impulsión*

Para el cálculo de la pérdida por fricción se usa la fórmula de Hazen-Williams, en los dos tramos de tubería tanto en la tubería de succión y la tubería de impulsión.

$$h_{fd} = \frac{10.7 * Q^{1.85} * L}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

El caudal de diseño es: $Q_d = 0.00201 \text{ m}^3/\text{s}$

La longitud de tubería impulsión es: $L = 9.57 \text{ m}$

$C = 150$

$D = 0.0458 \text{ m}$

$$h_{fd} = \frac{10.7 * 0.00201^{1.85} * 9.57}{150^{1.85} * 0.0458^{4.87}}$$

$$h_{fd} = 0.32887 \text{ m}$$

5.10.3. Altura de Velocidad

La altura de velocidad que se obtiene por la siguiente ecuación:

$$h_v = \frac{V^2}{2 * g}$$

La velocidad en la tubería es: $V = 1.22 \text{ m/s}$

Aceleración de la gravedad es: $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

$$h_v = \frac{1.22^2}{2 * 9.81}$$

$$h_v = 0.07586 \text{ m}$$

5.10.4. Perdida Por Accesorios

Se deberá calcular y analizar las pérdidas de carga por accesorios tanto en la tubería de succión como en la tubería de impulsión y se deberá calcular las pérdidas cada pieza considerando las siguientes formulas:

$$h_m = K \frac{V^2}{2 * g}$$

Para esto es necesario conocer los datos como:

El caudal de diseño es: $Q_d = 0.00201 \text{ m}^3/\text{s}$

El diámetro de la tubería: $D = 0.0458 \text{ m}$

La velocidad en la tubería es: $V = 1.22 \text{ m/s}$

Aceleración de la gravedad es: $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

Con estos datos se calcula h_m se puede ver en los siguientes cuadros los valores:

Tubería de Impulsión

Tabla 5.2 – Hoja de cálculo para determinar las pérdidas de carga por accesorios, tubería de impulsión (h_{md}). Fuente: Elaboración propia

Pieza	Material	Q (m3/s)	D (mm)	K	V (m/s)	Cantidad	hm (m)
Codo 90°	F° F°	0.00201	0.0458	0.83	1.22	1	0.06296
Valvula retencion	F° F°	0.00201	0.0458	2.5	1.22	1	0.18965
Valvula regulacion	F° F°	0.00201	0.0458	0.14	1.22	1	0.01062
Codo 45°	F° F°	0.00201	0.0458	0.20	1.22	2	0.01517
Salida Caja de Inspeccion	F° F°	0.00201	0.0458	0.83	1.22	1	0.06296
			Σ	4.50		Σ	0.34138

$$h_m = 0.34138 \text{ m}$$

5.10.5. Factor de Seguridad

El factor de seguridad se considerará $FS = 5.0 \text{ m}$

- **Calculo de la altura manométrica**

Por la tanto la altura manométrica se calcula con la siguiente relación:

$$H_t = H_g + h_{fd} + \sum h_{md} + \frac{V_d^2}{2g} + FS$$

$$H_m = 4.82 + 0.32887 + 0.07586 + 0.34138 + 5.0$$

$$H_m = 10.56611$$

Por lo tanto la altura manométrica será 10.56 m es la altura que tendrá que la bomba vencer para elevar las aguas residuales a lugar indicado y deseado.

5.11. DISEÑO DE LA BOMBA

Para el diseño de la bomba se debe tener en cuenta el Caudal de Diseño y la altura manométrica del sistema, el cual debe vencer la bomba para trasladar las aguas residuales desde la cámara húmeda hasta la cámara de inspección.

Tenemos los siguientes datos:

$$Q_d = 0.00201 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 63\text{mm}$$

Para el diseño de la bomba es necesario calcular los siguientes datos los cuales ya fueron calculados en el paso anterior:

- **Altura geométrica Total**

$$H_g = 4.82\text{m}$$

- **Perdida por Fricción**

Tubería de Impulsión

$$h_{fd} = 0.32887 \text{ m}$$

- **Altura de Velocidad**

$$h_v = 0.07586 \text{ m}$$

- **Perdidas por Accesorios**

Tubería de Impulsión

$$h_{md} = 0.34138 \text{ m}$$

- **Factor de Seguridad**

La altura manométrica total es la altura que debe elevar la bomba las aguas residuales, a esta le agregamos una altura que viene a ser el factor de seguridad con el cual obtenemos la altura final necesaria para diseñar la bomba.

$$FS = 5.0 m$$

- **Altura Manométrica Total**

$$H_m = 10.56611$$

Por lo tanto la altura final el cual deberá vencer la bomba es aproximadamente 11.0 m, con este dato se diseñara la bomba

El siguiente paso es seleccionar la bomba, para este paso se solicita a las empresas fabricantes de las bombas las características y especificaciones técnicas:

Se usó las especificaciones técnicas de la empresa Hidrostral la bomba de la Serie A02Q – M para el trabajo con aguas residuales.

Breve resumen de las especificaciones técnicas: *Línea A02Q – M: diseño específico para el bombeo de sólidos en suspensión a bajas y mediana altura de todo tipo de aguas residuales. Variadas modalidades de instalación y construcción en múltiples versiones metalúrgicas.*

La línea A02Q – M es una solución confiable a los más diversos problemas de bombeo por la solidez, simplicidad de instalación, facilidad de mantenimiento y alta eficacia.

A continuación tenemos la gráfica de H & Q proporcionada por el fabricante de la bomba de la línea $A02Q - M$, para aguas residuales.

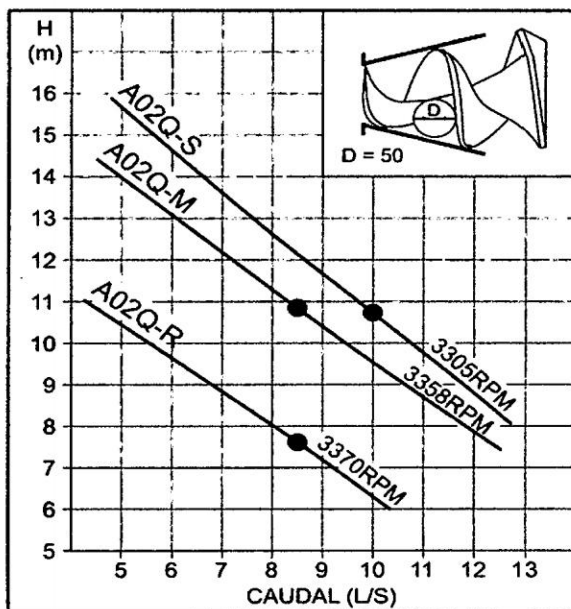


Figura 5.17 – Curva de desempeño a 60 Hz y 350 RPM de la bomba $A02Q - M$. Fuente: Hidrostral

Tabla 5.3 – Valores de Caudal y Altura de la bomba $A02Q$. Fuente: Hidrostral

CAUDAL L/S	A02Q-R	A02Q-M	A02Q-S
	METROS		
5	10.5	14	15.8
6	9.7	13	14.7
7	8.9	12.1	13.6
8	8	11.2	12.6
9	7.1	10.3	11.7
10	6.2	9.5	10.8
11		8.7	9.8
12		7.9	8.8

PARA 2 BOMBAS EN PARALELO MULTIPLICAR CAUDAL POR 2

Usaremos la bomba de tipo $A02Q - M$ para caudales menores a 14 l/s y elevar alturas mayores a $H = 14.0$ m, debido a que nuestra a elevar es $H = 10.56$ m

Como siguiente paso calculamos la curva del sistema.

Tabla 5.4 – Calculo de las diferentes Alturas manométricas para distintos caudales.

Fuente: Elaboración propia.

Q (l/s)	Hm
0.00	10.33358
0.25	10.34075
0.50	10.35944
0.75	10.38833
1.00	10.42680
1.25	10.47445
1.50	10.53095
2.00	10.66965
2.01	10.67276
2.25	10.75146
2.50	10.84140

Q (l/s)	Hm
2.75	10.93932
3.00	11.04511
3.25	11.15867
3.50	11.27991
3.75	11.40875
4.00	11.54509
4.25	11.68889
4.50	11.84005
4.75	11.99853
5.00	12.16426

A continuación realizamos el grafico de la Altura manométrica versus caudal.

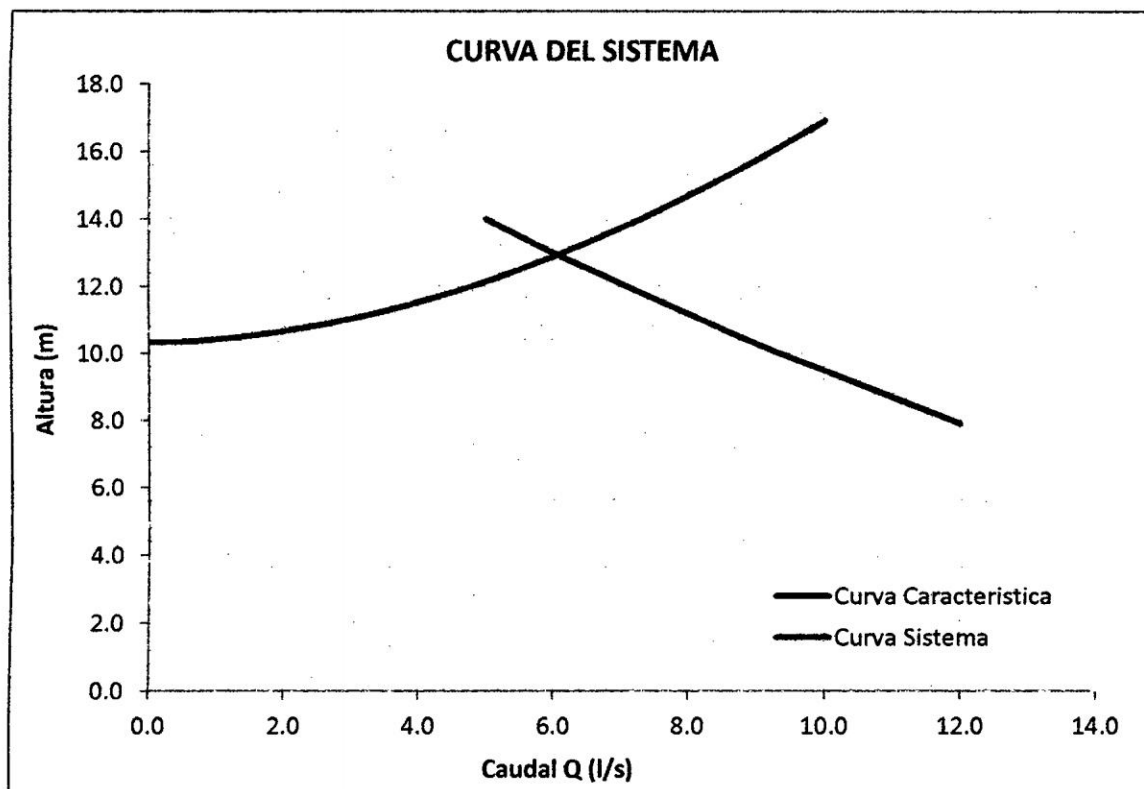


Figura 5.18 – Curva del sistema de la bomba A02Q – M. Fuente: Elaboracion Propia.

El otro paso es calcular la Potencia de la bomba y la eficiencia de la bomba, el cual se calcula con la siguiente relación:

$$P = \frac{Q * \gamma * H}{n}$$

Dónde:

P = Potencia requerida de la bomba (W)

Q = Caudal de diseño, (m^3/s)

γ = Peso específico del agua, (N/m^3)

H = Altura manometría total, (m)

n = Eficiencia de bombeo

Eficiencia de la bomba: $n = 69\%$ el cual es proporcionado por el fabricante de la bomba. Caudal de diseño $Q = 2.01 \text{ l/s}$, Altura manométrica total $H_m = 10.56 \text{ m}$, obtenemos la potencia requerida:

$$P = 0.40468 \text{ HP}$$

5.12. PRESION EN LA TUBERIA DE IMPULSION

Finalmente como último paso es calcular la presión máxima que ocurre en la tubería de impulsión, el cual se verifica para la presión de trabajo y este sea la presión correcta.

La presión de máxima de trabajo en la tubería se produce posteriormente a la bomba.

$$P_{max} = h_{inicio} + E_{bomba}$$

Dónde:

P_{max} = Presión máxima en el interior de la tubería.

$h_{inicio} = 1.40 \text{ m } H_2O$, que corresponde a la columna de agua en el interior de la cámara húmeda al momento de comenzar el bombeo.

$E_{bomba} = 12.4 \text{ m } H_2O$, energía suministrada por la bomba, obtenida de la curva característica de la bomba, cuando la altura geométrica es máxima.

$$P_{max} = 1.40 + 12.40 = 13.80 \text{ m } H_2O$$

Al sumar estos valores obtenemos la presión máxima total en la tubería de impulsión de $P_{max} = 13.80 \text{ m } H_2O$ el cual equivale a $P_{max} = 1.38 \text{ kg/cm}^2$, lo cual se confirma que la tubería de PEAD de $PN = 20 \text{ kg/cm}^2$ elegida es la correcta.

$$P_{max} = 1.38 \text{ kg/cm}^2$$

Primeramente calculamos la celeridad de la onda de presión se calcula con siguiente presión:

$$a = \frac{1440}{(1 + C1(\frac{K * d}{E * e}))^{1/2}}$$

Dónde:

$C1$ = Coeficiente según tipo de instalación, $(1 - \mu^2)$ para tuberías con movimiento axial impedido.

μ = Módulo de Poisson, 0.5 para alta densidad PEAD⁵

K = Modulo de masa del agua, (MN/m²)

d = Diametro de la tubería, (m)

E = Modulo de elasticidad de la tubería, (MN/m²)

e = Espesor de la tubería, (m)

$$C1 = 1 - 0.5^2 = 0.75$$

$$K_d = 2070 \text{ MN/m}^2$$

$$E = 1400 \text{ MN/m}^2$$

$$e = 0.0086 \text{ m}$$

$$D = 0.0458 \text{ m}$$

Reemplazado estos valores en la ecuación, se obtiene:

$$a = \frac{1440}{\left(1 + 0.75 * \frac{2070 * 0.0458}{1400 * 0.0086}\right)^{1/2}}$$

$$a = 547.97 \text{ m/s}$$

Para calcular la sobrepresión generada por el golpe de ariete, calculamos la presión máxima originada en la tubería.

$$h_w(max) = \frac{a * V}{g}$$

⁵ PEAD = Polietileno de Alta Densidad

Dónde:

$$V = 1.22 \text{ m/s}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$h_w(\text{max}) = \frac{547.97 * 1.22}{9.81} = 68.15 \text{ m H}_2\text{O}$$

Realizando la conversión obtenemos

$$h_w(\text{max}) = 6.82 \text{ kg/cm}^2$$

Para obtener la presión máxima y la sobrepresión producido por el golpe de ariete, usamos la siguiente relación:

$$P_{\text{max total}} = P_{\text{max}} + h_w$$

$$P_{\text{max total}} = 1.38 + 6.82 = 8.20 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor obtenido nos confirma que esta tampoco tenemos inconvenientes con la tubería $PN = 10 \text{ kg/cm}^2$.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. LINEAS DE INVESTIGACION

En el presente trabajo de investigación se debe tener estas futuras líneas de investigación:

1. Debido a que en el presente trabajo de investigación se consideró una bomba sumergible, también se puede considera una bomba insumergible y donde se tiene una altura de succión H_s y plantear las nuevas ecuaciones considerando este nuevo parámetro.
2. Plantear el sistema de bombeo de aguas residuales en la Red colector del sistema de alcantarillado.

6.2. CONCLUSIONES

En el presente trabajo de investigación se llegó a las siguientes conclusiones:

6.2.1. CONCLUSIONES GENERALES

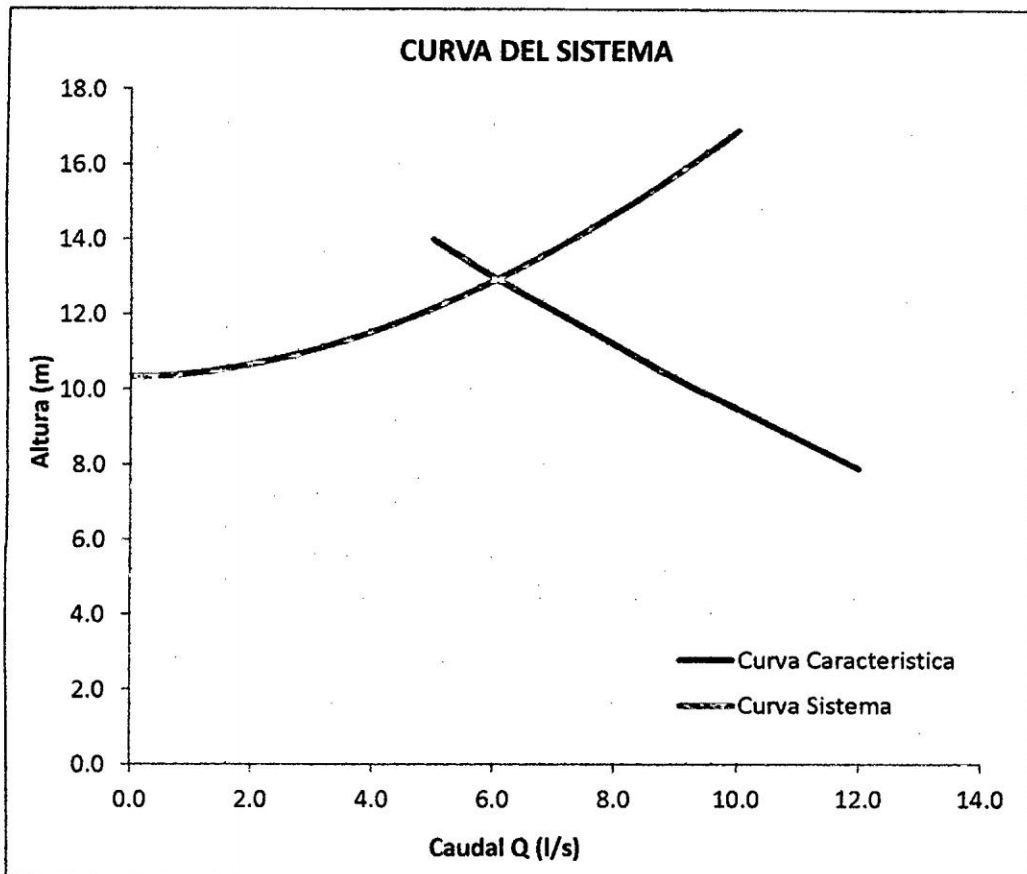
En el presente trabajo de investigación uno de los objetivos es calcular los datos principales como:

1. Se calculó un caudal de diseño $Q_d = 2.01 \text{ l/s}$ para una población de 401 habitantes, una tasa de crecimiento de 1.31% y periodo de diseño de 20 años.
2. Se determinó la altura geométrica total acuerdo a la topografía la diferencia de cotas, el cual es $H_g = 4.82m$

3. Se determinó la altura manométrica total que es la suma de la altura geométrica, perdida por fricción de la tubería, perdida por accesorios y perdida por velocidad de flujo, la altura manométrica total es: $H_m = 10.56611$

6.2.2. CONCLUSIONES ESPECIFICAS

1. Se calculó un caudal de diseño $Q_d = 2.01 \text{ l/s}$ para una población de 401 habitantes, una tasa de crecimiento de 1.31% y periodo de diseño de 20 años.
2. Se determinó las dimensiones de la cámara de rejillas el cual es $L = 1.0 \text{ m}$ de largo, $A = 2.0 \text{ m}$ de ancho, profundidad de $H = 2.64 \text{ m}$, también se determinó la sección de canal que $B \times H = 0.2 \times 0.20 \text{ m}$ con una pendiente del canal de $S = 2.0\%$.
3. Se determinó las dimensiones de la cámara desarenador el cual $L = 1.0 \text{ m}$ de largo, $A = 2.0 \text{ m}$ de ancho, profundidad de $H = 2.64 \text{ m}$ también se determinó la sección de canal $B \times H = 0.2 \times 0.20 \text{ m}$ con una pendiente del canal de $S = 2.0\%$
4. Se determinó las dimensiones de la cámara húmeda que es $L = 2.0 \text{ m}$ de largo, $A = 2.0 \text{ m}$ de ancho, profundidad de $H = 4.14 \text{ m}$, también se determinó el volumen total $V = 4.67325 \text{ m}^3$, este es el volumen de agua.
5. Se dimensionó la cámara de válvulas el cual tiene las siguientes dimensiones $L = 2.0 \text{ m}$ de largo, $A = 2.0 \text{ m}$ de ancho, profundidad de $H = 1.70 \text{ m}$
6. Se calculó por topografía la longitud total de la tubería de impulsión, el cual es:
 $L = 9.57 \text{ m}$
7. En el diseño de la bomba, se usó una bomba sumergible y se calculó la curva del sistema.



- Finalmente se ha obtenido resultados óptimos en el trabajo de investigación, el cual afecta directamente el costo de la construcción del sistema de bombeo, para la ejecución de proyectos similares.

6.3. RECOMENDACIONES

6.3.1. RECOMENDACIONES GENERALES

La metodología usada en el diseño es directa y se realiza un cálculo rápido, se propone algunas recomendaciones para el diseño de los temas tratados en el trabajo de investigación.

1. Se recomienda un determinado calculo y procesamiento de datos revisar otra vez para comprobar los resultados obtenido
2. En el planteamiento de datos tener en cuenta y verificar adecuadamente los datos de campo como es la cantidad de habitantes, tasa de crecimiento y el periodo de diseño.

6.3.2. RECOMENDACIONES ESPICIFICAS

1. Para mejorar la calidad de los datos se recomienda realizar un levantamiento topográfico detallado para que se pueda reflejar las pendientes de terreno.
2. Con la descripción y el planteamiento de las ecuaciones realizada en el presente trabajo de investigación se puede optimizar el cálculo y procesamiento de datos mediante la codificación y elaboración de un algoritmo y posteriormente la elaboración de un programa.

Bibliografía

- [1] R.S Ramalho Tratamientos de Aguas Residuales, Editorial Reverté S.A. 1983
- [2] Tchobanoglous, George. Ingeniería de Aguas Residuales, Redes de alcantarillado y bombeo. METCALF & EDDY, INC. 2°. Editorial Madrid. McGraw-Hill, 1998
- [3] LOPEZ, Cualla, Ricardo A. Diseño de Acueductos y Alcantarillados, 2°. Editorial Colombia. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 2002.
- [4] Hubert Chanson. The Hydraulics of Open Channel Flow. ELSERVIER, 2004
- [5] Ricardo Alfredo López Cualla. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 2010.
- [6] Claudio Mataix, Mecánica de fluidos y máquinas hidráulicas, Madrid, Ediciones del Castillo S.A, 1986
- [7] Mott, R.L Mecánica de fluidos aplicada, Editorial Pearson, 2006
- [8] Metcalf & Eddy, INC, Ingeniería de Aguas Residuales, redes de alcantarillado y bombeo, Mcgraw-Hill, 1995

ANEXO

APENDICE A

DATOS GENERALES DEL PROYECTO

1. Definición del Problema Central del Proyecto

La situación actual presentada en el diagnóstico ha permitido definir como problema central: Persistencia de enfermedades infecciosas, parasitarias y digestivas en la comunidad de Sirenachayoc, debido a que su sistema de saneamiento presenta fallas y no cuenta con tratamiento de aguas residuales, lo cual conlleva a que se presenten estos casos de enfermedades de origen sanitario.

2. Objetivo del Proyecto

El Objetivo Central del presente proyecto es: Disminución de enfermedades digestivos, parasitarias y dérmicas en la comunidad de Sirenachayoc.

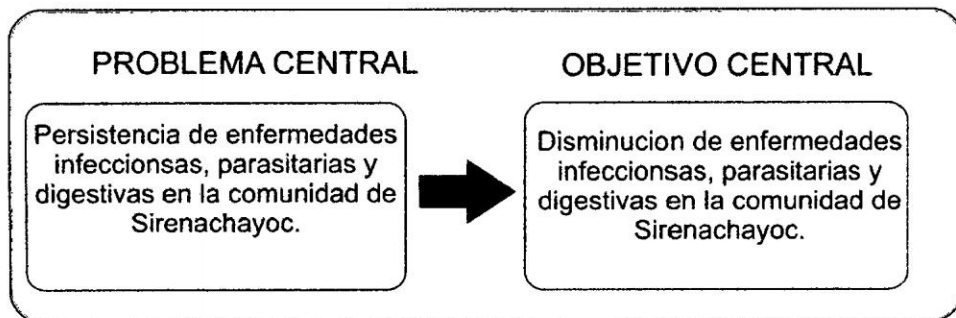


Figura A.1 – Problema y objetivo central del Proyecto de la aplicación práctica.

Fuente: Elaboración propia.

3. Metas Proyectadas.

- ❖ Construcción de 35 buzones.
- ❖ Construcción de líneas de alcantarillado (2135.0 ml)

- ❖ Instalaciones domiciliarias (130)
- ❖ Construcción de 02 lagunas facultativas y 01 laguna de maduración.
- ❖ Dispositivos de ingreso y salida de lagunas.
- ❖ Rejillas, canal de aproximación y desarenador.
- ❖ Pozo sanitario
- ❖ Cámara de distribución de caudales.
- ❖ Caja de registros.
- ❖ Revestimiento del talud con concreto.
- ❖ Impermeabilización de fondo de lagunas con arcilla.
- ❖ Construcción de cerco perimétrico y puerta de ingreso

4. Fotografías de la zona de Aplicación Practica

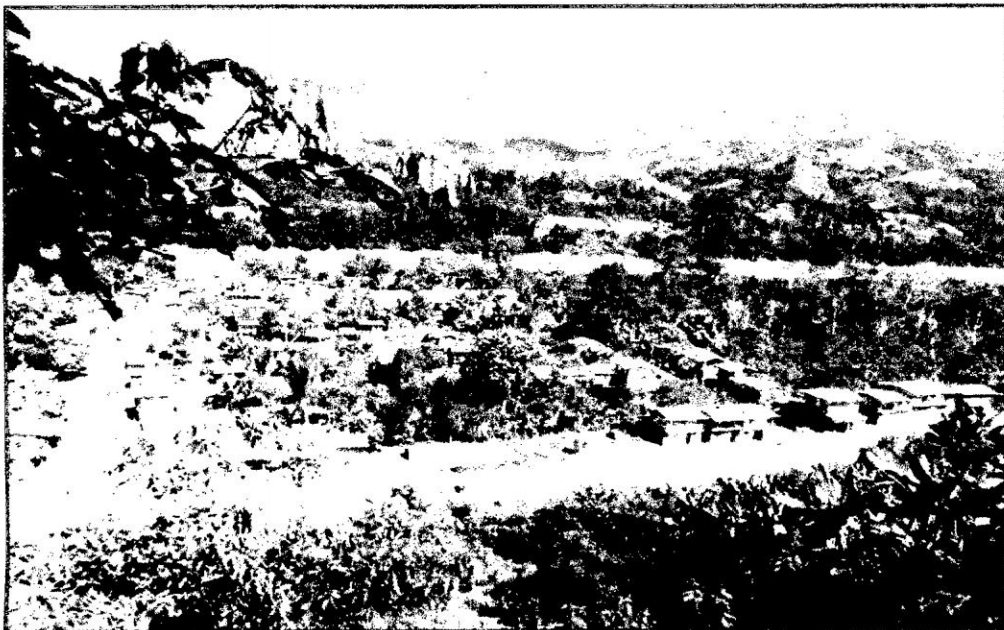


Figura A.2 – Vista general de la zona del proyecto. Fuente: Elaboración propia.



Figura A.3 – Vista de estructuras desusadas de la zona del proyecto. Fuente: Elaboración Propia.

APEDICE B

CALCULO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Cuadro B.1: Calculo Hidráulico Red Colector. Fuente: Elaboración Propia

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-01"

CAUDAL EN MARCHA (l/s m): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
N° DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L l/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMULADO l/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D l/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
1	2	658.80	654.80	4.00	78.02	51.27	4.55	0.062	0.06	48.55	0.44
2	3	654.80	654.41	0.39	79.07	5.00	4.55	0.063	0.13	15.15	0.24
3	4	654.41	654.01	0.40	80.00	5.00	4.55	0.064	0.19	15.16	0.28

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-02"

CAUDAL EN MARCHA (l/s m): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
N° DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L l/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMULADO l/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D l/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
4	5	654.00	652.71	1.29	68.70	18.78	4.55	0.055	0.24	29.38	0.47
5	6	652.71	649.63	3.08	68.41	45.02	4.55	0.055	0.30	45.50	0.68
6	7	649.63	647.96	1.67	80.00	20.87	4.55	0.064	0.36	30.98	0.55
7	8	647.96	647.06	0.90	80.00	11.25	4.55	0.064	0.43	22.74	0.47

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-03"

CAUDAL EN MARCHA (l/s m): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
N° DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L l/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMULADO l/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D l/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
8	9	647.06	646.74	0.32	64.42	5.00	4.55	0.052	0.48	15.16	0.37
9	10	646.74	646.35	0.39	78.16	5.00	4.55	0.063	0.54	15.17	0.38

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-04"

CAUDAL EN MARCHA (l/s m): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
N° DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L l/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMULADO l/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D l/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
28	27	649.90	649.37	0.53	72.63	7.30	4.55	0.058	0.06	18.32	0.22
27	26	649.37	646.85	2.52	74.77	33.70	4.55	0.060	0.12	39.36	0.46

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-05"

CAUDAL EN MARCHA (l/s m): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
N° DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L l/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMULADO l/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D l/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
10	11	646.35	641.66	4.69	80.00	58.63	4.55	0.064	0.60	51.91	0.93
11	12	641.66	640.87	0.79	71.79	11.01	4.55	0.057	0.66	22.49	0.53

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-06"

CAUDAL EN MARCHA (l/s): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
Nº DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L lt/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMMLADO lt/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D lt/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
12	13	640.87	640.06	0.81	74.05	10.94	4.55	0.059	0.76	22.43	0.55
13	18	640.06	639.80	0.26	51.56	5.00	4.55	0.041	0.80	15.17	0.43

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-08"

CAUDAL EN MARCHA (l/s): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
Nº DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L lt/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMMLADO lt/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D lt/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
10	14	646.35	645.99	0.36	72.78	5.00	4.55	0.058	0.06	15.16	0.19

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-09"

CAUDAL EN MARCHA (l/s): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
Nº DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L lt/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMMLADO lt/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D lt/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
21	26	647.12	646.85	0.27	52.25	5.17	4.55	0.042	0.04	15.41	0.18

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-10"

CAUDAL EN MARCHA (l/s): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
Nº DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L lt/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMMLADO lt/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D lt/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
21	14	647.12	645.99	1.13	43.37	26.05	4.55	0.035	0.03	34.61	0.29

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-11"

CAUDAL EN MARCHA (l/s): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
Nº DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L lt/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMMLADO lt/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D lt/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
22	15	644.52	643.67	0.85	48.37	17.57	4.55	0.039	0.04	28.42	0.26

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-12"

CAUDAL EN MARCHA (l/s): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
Nº DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L lt/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMMLADO lt/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D lt/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
22	29	644.52	644.22	0.30	61.10	4.99	4.55	0.049	0.05	15.15	0.18

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-13"

CAUDAL EN MARCHA (l/s): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
Nº DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L lt/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMMLADO lt/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D lt/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
23	30	641.67	641.38	0.29	57.98	5.00	4.55	0.046	0.05	15.16	0.18

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-14"

CAUDAL EN MARCHA (l/s m): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
Nº DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L lt/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMULADO lt/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D lt/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
23	16	641.67	641.39	0.28	56.00	5.00	4.55	0.045	0.04	15.16	0.18

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-15"

CAUDAL EN MARCHA (l/s m): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
Nº DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L lt/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMULADO lt/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D lt/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
24	31	641.12	640.91	0.22	43.00	5.00	4.55	0.034	0.03	15.16	0.16

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-16"

CAUDAL EN MARCHA (l/s m): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
Nº DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L lt/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMULADO lt/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D lt/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
24	19	641.12	640.91	0.22	43.00	5.00	4.55	0.034	0.03	15.16	0.16

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-17"

CAUDAL EN MARCHA (l/s m): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
Nº DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L lt/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMULADO lt/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D lt/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
19	20	640.91	639.67	1.24	68.56	18.09	4.55	0.055	0.08	28.84	0.34

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-18"

CAUDAL EN MARCHA (l/s m): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
Nº DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L lt/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMULADO lt/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D lt/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
19	17	640.91	640.76	0.15	30.39	5.00	4.55	0.024	0.02	15.16	0.15

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-19"

CAUDAL EN MARCHA (l/s m): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
Nº DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L lt/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMULADO lt/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D lt/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
14	15	645.99	643.67	2.32	46.76	49.61	4.55	0.037	0.13	47.76	0.54
15	16	643.67	641.96	1.71	57.62	29.68	4.55	0.046	0.21	36.94	0.53
16	17	641.39	640.26	1.13	42.64	26.50	4.55	0.034	0.29	34.91	0.56
17	18	640.26	639.80	0.46	72.04	6.38	4.55	0.058	0.37	17.13	0.37

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-20"

CAUDAL EN MARCHA (l/s): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
N° DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L lt/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMULADO lt/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D lt/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
18	20	639.80	639.17	0.63	26.42	23.84	4.55	0.021	1.19	33.11	0.83
20	25	639.17	638.95	0.22	44.19	5.00	4.55	0.035	1.31	15.16	0.49
25	32	638.95	638.73	0.21	42.98	5.00	4.55	0.034	1.34	15.16	0.50

CÁLCULO HIDRAULICO: "TRAMO-21"

CAUDAL EN MARCHA (l/s): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.160				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
N° DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L lt/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMULADO lt/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D lt/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
26	29	646.85	644.21	2.64	54.45	48.48	4.55	0.044	0.20	47.21	0.62
29	30	644.21	641.99	2.22	41.47	53.53	4.55	0.033	0.29	49.61	0.72
30	31	641.38	640.91	0.47	44.38	10.59	4.55	0.036	0.37	22.07	0.44
31	32	640.91	639.39	1.52	61.34	24.78	4.55	0.049	0.45	33.75	0.63

Cuadro B.2: Calculo Hidráulico Red Emisor. Fuente: Elaboración Propia

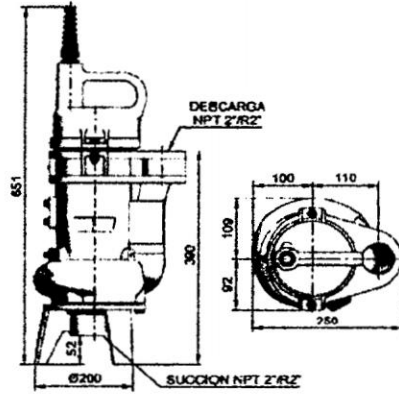
CÁLCULO HIDRAULICO: "EMISOR-01"

CAUDAL EN MARCHA (l/s): 0.0008				DIÁMETRO (m): 0.200				COEFICIENTE DE MANNING: 0.010			
N° DE BUZON		COTAS DE FONDO DE BUZON		DIFERENCIA DE COTAS m	LONGITUD DEL TRAMO m	PENDIENTE o/oo	PENDIENTE MÍNIMA REQUERIDA POR FZA TRACTIVA o/oo	CAUDAL EN EL TRAMO = Qm x L lt/s	CAUDAL AGUAS SERVIDAS ACUMULADO lt/s	CAUDAL PARA Y = 0.75D lt/s	VELOCIDAD REAL m/s
DE	A	SUPERIOR m.s.n.m	INFERIOR m.s.n.m								
32	33	638.73	638.44	0.29	57.77	5.00	4.13	0.046	1.84	27.50	0.53
33	34	638.44	638.04	0.40	80.00	5.00	4.07	0.064	1.90	27.49	0.54
34	35	638.04	637.82	0.22	44.72	4.99	4.03	0.036	1.94	27.45	0.54

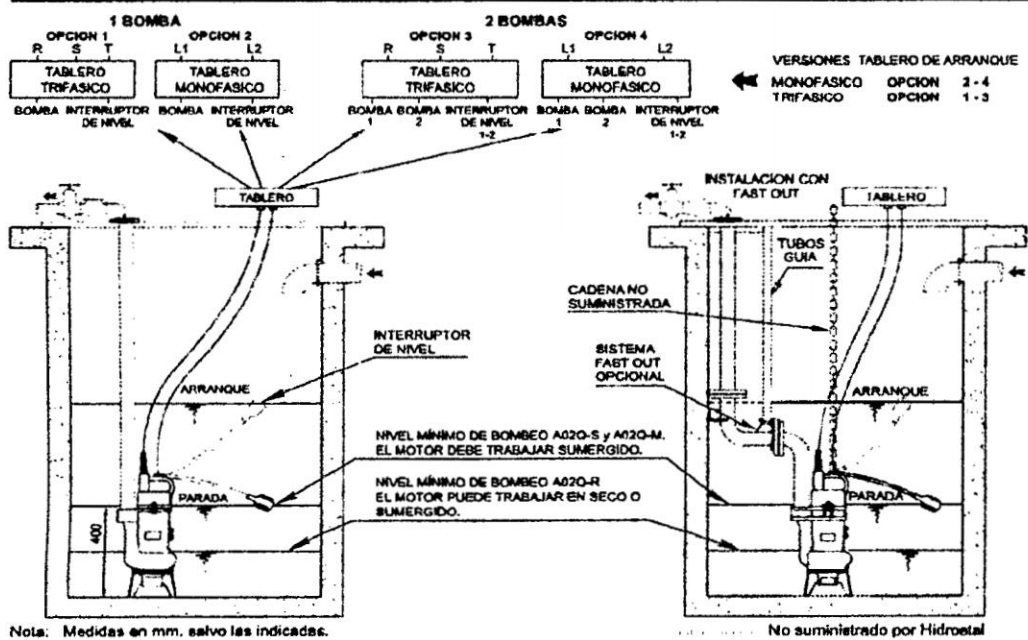
APENDICE C

ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LA BOMBA

VERSION	A020-R	A020-M	A020-S
MATERIAL 1	: TODOS - ESTANDAR		
MATERIAL 5	: SOLO A020-M		
DOBLE BELLADO	: TODOS LOS MODELOS		
MOTOR MONOFASICO 1.7 Kw 220 VOLTIOS A020-R y A020-M.			
MOTOR TRIFASICO 2Kw EN 220, 380 ó 448 VOLTIOS TODOS.			
APLICA A TODOS: 2 POLOS 60 Hz, AISLAMIENTO F, ARRANQUE DIRECTO, SENSORES DE TEMPERATURA EN BOBINADO, 5 METROS DE CABLE 7x14 AWG NPT			
CONTROL NIVEL ESPECIAL PARA USO CON DESAGÜES CON 3 METROS DE CABLE.			
PESO 35 KILOS. PARA SOLDOS 2" DIAMETRO.			
TABLERO DE ARRANQUE PARA 1 ó 2 BOMBAS EN TODAS LAS VERSIONES.			



Componentes	Material estándar 1 todos los modelos	Material 5 sólo A020-M
Impulsor	FIERRO FDO. NODULAR	ACERO INOX. 316
Caja	FIERRO FDO. GRIS	ACERO INOX. 316
Eje	ACERO INOX. 431	ACERO INOX. 316
Motor	FIERRO FDO. GRIS	ACERO INOX. 316



Nota: Medidas en mm. salvo las indicadas.

Figura C.1 – Especificaciones técnicas de bomba. Fuente: Hidrostal.

OPERA DONDE LAS OTRAS SE ATASCAN

INTERRUPTOR DE NIVEL

MOTOR CON SENSOR DE TEMPERATURA

MONOFASICA TRIFASICA

DOBLE SELLADO: LADO MOTOR LADO BOMBA



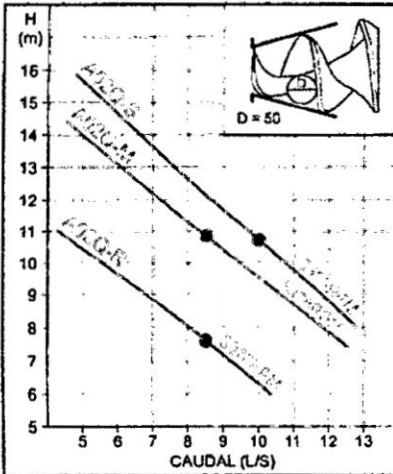
2" Bomba Sumidero Inatascable A02Q

Portátil y robusta, para bombear líquidos con sólidos en suspensión de hasta 2" de diámetro. Utilizada en aplicaciones industriales y domésticas. Trabaja sumergida en el líquido.

APLICACIONES TÍPICAS

- Desagües en edificaciones.
- Aguas residuales.
- Aguas de drenaje.
- Vaciado de líquidos en tanques y pozas.
- En cualquier lugar donde se requiera bombear fluidos con sólidos.
- Lodos y fluidos viscosos solo modelo A02QR con motor sumergido en fluido.

Curvas de desempeño a 60 Hz y 3550 RPM



1 BOMBA

CAUDAL L/S	A02Q-R	A02Q-M	A02Q-S
	METROS		
5	10.5	14	15.8
6	9.7	13	14.7
7	8.9	12.1	13.6
8	8	11.2	12.6
9	7.1	10.3	11.7
10	6.2	9.5	10.8
11		8.7	9.8
12		7.9	8.8

PARA 2 BOMBAS EN PARALELO MULTIPLICAR CAUDAL POR 2

Figura C.2 – Especificaciones técnicas de bomba y aplicaciones. Fuente: Hidrostral.

APEDICE D

CALCULO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE BOMBEO

Cuadro D.1: Calculo estructural de cámara húmeda. Fuente: Elaboración Propia

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE BOMBEO

Datos del muro predimensionados

CAMARA HUMEDA

$\sigma_t = 1.70 \text{ Kg/cm}^2$
 $t_1 = 0.20 \text{ m}$
 Ancho de pantalla $t = 0.20 \text{ m}$
 Talón: $b_2 = 2.00 \text{ m}$
 Base del muro $B = 2.20 \text{ m}$
 $h_z = 0.20 \text{ m}$
 $h_p = 3.94 \text{ m}$
 Altura de muro $H = 4.14 \text{ m}$
 $e_t = 0.20 \text{ m}$
 $\gamma_c = 2.40 \text{ t/m}^3$

EMPUJE ACTIVO
 $\phi (\text{°}) = 33$: áng. De fricción interna
 $\gamma (\text{tn/m}^3) = 1.8$: peso esp. Del material

Coefficiente de Fricción para desplazamiento
 $f = \text{tg}\phi = 0.649$
 usar $f = 0.550$, Para terreno cohesivo

Coefficiente de empuje activo $K_a = \text{tg}^2(45 - \phi/2) = 0.295$
 $K_a \gamma_s = 0.531$

Coefficiente de empuje pasivo $K_p = \text{tg}^2(45 + \phi/2) = 0.295$
 $K_p \gamma_s = 0.531$

Datos de cargas adicionales

$W_w = 1.00 \text{ Tn/m}^2$
 $S/C \text{ Fluid } \gamma_w = 1.50 \text{ m}$

II) PRESIONES SOBRE EL TERRENO COMPROBACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Peso	
	T_n
Peso de paredes*1m	1.9872
peso de tapa*1 m	0.960
peso de losa*1m	1.152
peso de fluido	3.000
sobrecarga transmitida	fuerza axial transmitida por carga vehicular en tapa
$P_t = 7.0992$	
excentricidad=	0.00 estructura simetrica
base=	2.40

Luego:

$$q_1 = P_t / B (1 + 6e / B)$$

$$q_1 = 2.958 \text{ Tn / m}^2 = 0.2958 \text{ Kg / cm}^2$$

verificar

III) DISEÑO DE PANTALLA VERTICAL

datos:

$F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
Base = 100.00 cm
recubrimiento= 5.00 cm
Peralte efectivo (d) = 15.00 cm
$\beta_1 = 0.85$

CALCULO DE ACERO

I) ACERO DE PANTALLA:

a) acero vertical:

i) Interior empuje de terreno

Momento actuante sobre el muro (t)

Momento actuante sobre el muro (mat) $M_u = (1.6 * K_a * \gamma * h_p^2) / 6$

en base de pantalla $M_u = 9.196 \text{ tn-m}$

Momento actuante sobre el muro(sob) $Mu = (1.6 \cdot Ka \cdot \gamma \cdot hp^3)/6$
 Mu = 0.000 tn-m

Momento actuante sobre el muro(t)
 Mu = 9.196 tn-m

Para: $\phi = 0.9$ coef. Para flexión

Mu = 9.196 tn-m

Para: $\phi = 0.9$ coef. Para flexión

As = Cuantía*b*d

Cuantía = 0.01272200

As = 19.083 cm²

control: Cuantía bas. = 0.021 verificar:

0.75*Cuantía bas: 0.016 cuantía < 0.75*cuantía bas

Asmin = 0.0015*b*h

Asmin = 3.00 cm²

$$\rho = \left(\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \times Mu}{\phi \times f_c \times b \times d}}}{1.18} \right) \left(\frac{f_c}{f_y} \right)$$

As usar = 19.08 cm²

Distribución de barras= # *h / As				
fe ^o	fe ^o	fe ^o	fe ^o	fe ^o
3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
26.68	15.03	9.64	6.70	3.76

Varillas a Usar 5/8" @ 10.4 cm

ii) exterior empuje de liquido

Momento actuante sobre el muro(t)
 Mu = 0.956 tn-m

Para: $\phi = 0.9$ coef. Para flexión

As = Cuantía*b*d

Cuantía = 0.00113966

As = 1.709 cm²

control: Cuantía bas. = 0.021 verificar:

0.75*Cuantía bas: 0.016 cuantía < 0.75*cuantía bas

Asmin = 0.0015*b*h

Asmin = 3.00 cm²

$$\rho = \left(\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \times Mu}{\phi \times f_c \times b \times d}}}{1.18} \right) \left(\frac{f_c}{f_y} \right)$$

As usar = 3.00 cm²

Distribución de barras= # *h / As				
fe ^o	fe ^o	fe ^o	fe ^o	fe ^o
3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
4.23	2.36	1.52	1.05	0.59

Varillas a Usar 1/2" @ 42.3 cm

b) acero horizontal:

i) acero superior:

y = 1.87 m

b = 100 cm

d = 15.00 cm

h = 20.00 cm

M = 0.578 Tn-m

Mu (tn-m) = 0.983 Tn-m

As = Cuantía*b*d

Cuantía = 0.00117219

As = 1.758 cm²

control: Cuantía bas. = 0.02142 verificar:

0.75*Cuantía bas: 0.01606 cuantía < 0.75*cuantía bas

As horizontal min = 0.0025*b*h = 5.00 cm

As exterior = 2/3*As hortic = 3.33 cm²

Distribución de barras= Ø *b/ As					
feº	feº	feº	feº	feº	
3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
4.69	2.62	1.68	1.17	0.66	
Usar: 3/8" @ 21.3 cm					

As interior= resto= 1.67 cm²

Distribución de barras= Ø *b/ As					
feº	feº	feº	feº	feº	
3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
2.35	1.31	0.84	0.58	0.33	
Usar: 3/8" @ 42.6 cm					

nota:
Espaciamiento máx.

Smáx. = 3 t 60 cm
Smáx. = 45 cm

ii) acero inferior:

y= 2.07 m
b= 100 cm
d= 15.00 cm
h= 20.00 cm
M= 5.409 Tn·m
Mu(tn-m)= 9.196 Tn·m

As = Cuantía*b*d

Cuantía = 0.01272200
As = 19.083 cm²

control: Cuantía bas.= 0.02142 **verificar:**
0.75*Cuantía bas: 0.01606 cuantía <0.75*cuantía bas

As horizontal min = 0.0025*b*h = 5.00 cm²
As usar= 19.08 cm²
As exterior= 2/3*As horiz.= 3.33 cm²

Distribución de barras= Ø *b/ As					
feº	feº	feº	feº	feº	
3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
4.69	2.62	1.68	1.17	0.66	
Usar: 3/8" @ 21.3 cm					

As interior= resto= 1.67 cm²

Distribución de barras= Ø *b/ As					
feº	feº	feº	feº	feº	
3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
2.35	1.31	0.84	0.58	0.33	
Usar: 3/8" @ 42.6 cm					

nota:
Espaciamiento máx.

Smáx. = 3 t 60 cm
Smáx. = 45 cm

iii) verificación de cortante:

P en base pantalla = 4.12 Tn

Vu= 7.002 Tn **verificar:**

øVc= 9.79 Tn Vu < øVc

IV) ACERO DE BASE

a) losa de fondo:

i) acero inferior transversal:

Peso	Tn	
Peso de paredes*1m	1.99	
peso de tapa*1 m	0.96	
peso de losa*1m	1.15	
peso de fluido	3.00	
sobrecarga transmitida	0.00	
Pt=	7.10	
excentricidad=	0.00	SIMETRICA
base=	2.40	

P= 1.228 Tn / m²
W= 7.10 Tn
Mu= 0.451 Tn·m **MOMENTO NEGATIVO**
d= 17.00 cm
b= 100.00 cm

As = Cuantía*b*d

Cuantía = 0.00041508
As = 0.706 cm²

control: Cuantía bas.= 0.02142 **verificar:**
0.75*Cuantía bas: 0.01606 cuantía <0.75*cuantía bas

As min = 0.0018*b*h
As min = 3.60 cm²

As usar = 3.60 cm²

Distribución de barras= Ø *b/ As				
fe ^o	fe ^o	fe ^o	fe ^o	fe ^o
3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
5.07	2.83	1.82	1.26	0.71

Usar: 1/2" @ 35.3 cm

iii) acero superior transversal:

Mu= 0.341 Tn-m MOMENTO NEGATIVO
d= 17.00 cm
b= 100.00 cm

As = Cuantía*b*d

Cuantía = 0.00031309

As = 0.532 cm²

control: Cuantía bas.= 0.02142 verificar:

0.75*Cuantía ba: 0.01606 cuantía <0.75*cuantía bas

As min = 0.0018*b*h
As min = 3.60 cm²

As usar = 3.60 cm²

Distribución de barras= Ø *b/ As				
fe ^o	fe ^o	fe ^o	fe ^o	fe ^o
3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
5.07	2.83	1.82	1.26	0.71

Usar: 1/2" @ 35.3 cm

VI ACERO DE LOSAS SUPERIOR

a) Losa de Superior:

i) acero inferior transversal:

Peso

Tn

peso de losa*1m 1.15

Pt.peso total 1.15

Base B= 2.40 m

Wu 1.38 t/m

Mu 0.684288

Base b= 100

d 17

As = Cuantía*b*d

Cuantía = 0.000631096

As = 1.072863494

control: Cuantía bas.= 0.021 verificar:

0.75*Cuantía bas.= 0.016 cuantía <0.75*cuantía bas

As min = 0.0018*b*h
As min = 3.06 cm²

Distribución de barras= Ø *b/ As				
fe ^o	fe ^o	fe ^o	fe ^o	fe ^o
3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
4.31	2.41	1.55	1.07	0.60

Usar: 1/2" @ 41.5 cm

iii) acero superior transversal:

As mín = 3.06 cm²

Distribución de barras= Ø *b/ As				
fe ^o	fe ^o	fe ^o	fe ^o	fe ^o
3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
4.31	2.41	1.55	1.07	0.60

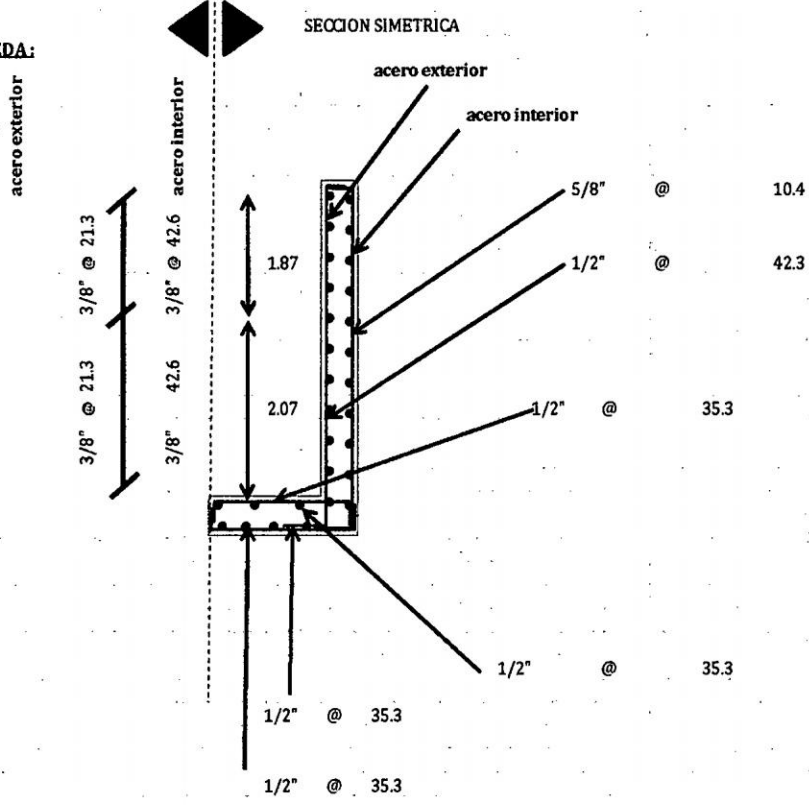
Usar: 1/2" @ 41.5 cm

$e = Lt/36$

verificación de cortante:
 $V_u = 4.86 \text{ Tn}$

$\phi V_c = 11.10 \text{ Tn}$ **verificar:**
 $V_u < \phi V_c$

DISEÑO FINAL QUEDA:



APENDICE E

LÁMINAS Y PLANOS

1. Plano Planta Red de Alcantarillado Sanitario
2. Plano de Perfil Red de Alcantarillado Emisor
3. Plano Perfil, Planta del Sistema de Bombeo
4. Plano Estructuras del Sistema de Bombeo