



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ANEXO I
LA PLAYITA DEL DEPARTAMENTO DE GRANADA”.**

Para optar al título de Ingeniero Agrícola

Elaborado por

Br. Carmen del Socorro Guevara Marengo

Tutor

Ing. Horacio José González Arias

Managua, Junio 2020

Dedicatoria

A Dios primeramente por darme la vida y haberme permitido cumplir esta gran meta en mi vida y llegar hasta donde estoy.

A mi mamá Sra. Ligia Marengo García que con sus sacrificios, empeño y dedicación ha permanecido a mi lado siempre brindándome su apoyo incondicional.

A todas las personas que de una u otra manera me brindaron su apoyo incondicional.

Agradecimientos

A Dios nuestro señor dador de vida, en primer lugar por haberme permitido culminar esta etapa de mi vida.

A mi mamá Sra. Ligia Marengo García por confiar siempre en mí, por nunca desanimarme, por darme aliento y apoyo incondicional cuando más lo necesito.

A mi tutor Ing. Horacio González Arias por su gran apoyo e inmensa paciencia, por haberme dedicado su tiempo para la culminación de esta monografía y por los conocimientos transmitidos.

RESUMEN.

En el Anexo I La Playita del departamento de Granada, se diseña el Sistema de Abastecimiento de Agua Potable, el cual se realizó llevándose a cabo las actividades de encuestas casa a casa para conocer la población a servir de este servicio, georreferenciación de sitio de interés; así como rutas y caminos que favorecieran el trazado de la red de distribución y conducción del agua. Se efectuaron trabajos topográficos estos con el fin de obtener la forma, el perfil y relieve del terreno, los cuales se llevaron a cabo haciendo uso de niveles topográficos, cinta, trípode y estadia.

De la misma manera, se realizó aforo y análisis bacteriológicos a la posible fuente de abastecimiento con el fin de conocer si esta cumplía o no con la demanda de parte de la población y fuese apta para su consumo.

Una vez obtenidas todas estas informaciones en campo se procedieron a su análisis utilizándose herramientas informáticas, tales como el: Map Source, GPS, Auto Cad, EPANET; para realizar el diseño de ubicación de tanque, línea de conducción y distribución del sistema de agua potable, según las normas del INAA.

Como resultado de este diseño y su posterior fase de implementación se proveerá de agua de consumo humano en cantidad y calidad suficiente a sus habitantes, para poder contribuirles en su mejoramiento de vida.

INDICE.

Capítulo 1: Generalidades	1
1.1. INTRODUCCIÓN.	2
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	4
1.4. OBJETIVOS:.....	5
1.4.1. Objetivo General:	5
1.4.2. Objetivos Específicos:.....	5
Capítulo 2: Marco Teórico	6
2.1. Censo Poblacional.	7
2.1.1 Tipos de Censo:	7
2.2. Estudios Topográfico.	8
2.2.1.Topografía.	8
2.2.2. Planimetría.	8
2.2.3. Altimetría.	9
2.2.4. Perfil Topográfico.	9
2.2.5. Elaboración de Planos.....	10
2.3. Fuentes de Abastecimiento.....	11
2.3.1. Fuentes Subterráneas.	11
2.3.2. Fuentes Superficiales.	20
2.4. Calidad del Agua.....	20
2.5. Criterios en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable.	23
2.5.1. Período de Diseños.	23
2.5.2. Proyección de la población.....	24
2.5.3. Cálculo de la población.	24

2.5.4. Dotación de agua.	26
2.5.5. Variaciones de consumo.	27
2.5.6. Presiones residuales máximas y mínimas.....	29
2.5.7. Velocidades permisibles en tuberías.	29
2.5.8. Pérdidas de agua en el sistema.	30
2.6. Almacenamiento.	30
2.6.1. Capacidad.	30
2.6.2. Localización.....	31
2.6.3. Clases de tanque.....	31
2.6.4. Tratamiento y desinfección del agua.	34
2.7. Estaciones de bombeo.....	34
2.7.1. Tipos de bombas.	35
2.8. Línea de conducción y red de distribución.	37
2.8.1. Línea de conducción.	37
2.8.2. Carga total dinámica.....	38
2.8.3. Selección del diámetro.	39
2.8.4. Análisis económico de la línea de conducción:	39
2.8.5. Válvulas y estructuras complementarias de la línea de conducción..	42
2.9. Red de distribución.	45
2.9.1. Tipos de redes.....	46
2.9.2. Accesorios y válvulas en la red de distribución.	47
2.10. Software.....	49
2.10.1. Map Source.	49
2.10.2. AutoCAD.	49
2.10.3. Epanet.....	49

2.11. Estructura de costos del sistema de abastecimiento.	51
2.12. Hidrogeología de la zona de estudio.....	51
2.12.1. Geomorfología Regional.....	51
2.12.2. Geomorfología Local.	54
2.13. Hidrología superficial y subterránea.....	56
2.13.1.Hidrología Superficial.	56
2.13.2.Hidrología Subterránea.	56
2.14. Estudio de pozos existentes en la zona.	59
Capítulo.3: Diseño Metodológico.....	61
3.1. Localización.	62
3.2. Condiciones climáticas:.....	63
3.2.1.Clima y precipitaciones.....	63
3.3. Métodos:	64
3.3.1. Metodología para el primer objetivo específico:	64
Personal médico.....	67
3.3.2. Metodología para el segundo objetivo específico:.....	73
3.3.3. Metodología para el tercer objetivo específico:	75
3.3 4.Metodologia para el cuarto objetivo específico:.....	79
Capítulo 4: Análisis e Interpretación de Resultados	80
4.1. Aspectos sociales de anexo I La Playita.	81
4.1.1.Población.....	81
4.1.2. Viviendas:.....	81
4.1.3.Letrinas.....	82
4.1.4.Servicios públicos existentes.....	82
4.2. Aspectos económicos de anexo I La Playita.....	86

4.3. Levantamientos Topográficos.	87
4.4 Diseño geométrico de planos.....	91
4.5. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable.	91
4.5.1.Proyección de la población.....	91
4.5.2.Dotación y/o proyección de consumo.....	93
4.5.3. Fuente de Abastecimiento.....	97
4.5.4.Tanque de Almacenamiento.....	103
4.5.5.Línea de conducción POZO -TANQUE.	104
4.5.6.Análisis del golpe de ariete.....	112
4.5.7.Carga total dinámica.....	114
4.5.8. Equipo de bombeo.	124
4.5.9. Red de distribución.....	127
4.5.10. Presupuesto general del proyecto.	150
Capítulo 5: Conclusiones y Recomendaciones.	152
5.1- Conclusiones:	153
5.2. Recomendaciones:	154
Bibliografía.....	155
Anexos.	158
Anexo 1: Curva Característica de la Bomba.....	159
Anexo 2: Prueba de Bombeo.	163
Anexo 3: Accesorios de Sarta de Bombeo.	168
Anexo 4: Set de Planos	174

Índice de Cuadros.

Cuadro 1 Parámetros Bacteriológicos	21
Cuadro 2 Parámetros Organolépticos	22
Cuadro 3 Parámetros para sustancias no deseadas	22
Cuadro 4 Parámetros Fisicoquímicos.....	22
Cuadro 5 Períodos de Diseños Económicos	24
Cuadro 6 Conocimiento del grado de escolaridad de los miembros de la comunidad.....	65
Cuadro 7 Conocimiento de estructura de Centro de Salud y personal médico en el área del proyecto.....	67
Cuadro 8 Tipo de Sistema de abastecimiento de agua existente en la comunidad	69
Cuadro 9 Disposición de las excretas y basuras	69
Cuadro 10 Principales actividades económicas de los miembros de la comunidad	70
Cuadro 11 Organizaciones activas no gubernamentales en la comunidad	70
Cuadro 12 Participación ciudadana en organizaciones existentes.....	71
Cuadro 13 Recopilación de datos Topográficos	74
Cuadro 14 Formato utilizado en Prueba de Bombeo (Descenso)	76
Cuadro 15 Formato utilizado Prueba de Bombeo (Recuperación)	77
Cuadro 16 Diferencia de elevación Pozo - Tanque y Tanque - Red.....	90
Cuadro 17 Proyección de la poblacion anexo I La Playita.....	93
Cuadro 18 Proyección de consumos anexo I La Playita	96
Cuadro 19 Volumen Proyectado para el tanque de almacenamiento.....	104
Cuadro 20 Cuadro comparativo de costos anuales.....	106
Cuadro 21 Resultado del Cálculo de CAEI para diámetros propuestos	110
Cuadro 22 Comparación de Costos Anuales de inversión según diámetros propuestos.....	112
Cuadro 23 Perdidas Locales en la Sarta, periodo de 10 años.	117
Cuadro 24 Perdidas en entrada de Tanque, periodo de 10 años	118
Cuadro 25 Perdidas Locales en Sarta, periodo de 20 años.	121

Cuadro 26 Perdidas entrada del Tanque, periodo de 20 años	122
Cuadro 27 Resumen del cálculo de la Carga Total Dinámica periodo de 10 y 20 años	123
Cuadro 28 Resultados de diseño hidráulico red de distribución bajo condición Consumo Promedio Diario Total (Presiones)	129
Cuadro 29 Resultado análisis hidráulico de red de distribución bajo Condición Consumo Promedio Diario Total (Velocidades).....	131
Cuadro 30 Resultado análisis hidráulico red de distribución bajo condición Consumo Máximo Día (Presiones).....	135
Cuadro 31 Resultado diseño hidráulico red de distribución bajo condición Consumo Máximo Día (Velocidades)	139
Cuadro 32 Resultado de diseño hidráulico red de distribución bajo condición Consumo Máximo Hora (Presiones).	143
Cuadro 33 Resultado de diseño hidráulico bajo la condición Consumo Máximo Hora (Velocidades).....	146
Cuadro 34 Presupuesto general del proyecto.	151
Cuadro 35 Datos recolectados en campo sobre prueba de bombeo realizada a la fuente propuesta para el diseño (Descenso).....	164
Cuadro 36 Datos recolectados en campo sobre prueba de bombeo realizada a la fuente propuesta para el diseño (Recuperación).....	166

Índice de figuras.

Figura 1 Provincias Geológicas de Nicaragua.....	52
Figura 2 Marco Geotécnico de Granada y alrededores.....	53
Figura 3 Mapa de Cuencas	56
Figura 4 Mapa Hidrogeológico del acuífero de Granada	58
Figura 5 Mapa de Isofreáticas del acuífero de Granada.....	59
Figura 6 Macro Localización del Proyecto	62
Figura 7 Micro localización del anexo I La Playita, departamento de Granada ..	63

Figura 8 Grafico del registro histórico de las precipitaciones registradas en la estación de INAA del departamento de Granada.	64
---	----

Índice de ecuaciones.

Ecuación. 1 Cálculo de la población.....	25
Ecuación 2 Consumo promedio diario.....	28
Ecuación 3 Consumo máximo dia	28
Ecuación 4 Consumo máximo hora	29
Ecuación 5 Cálculo de pérdidas	38
Ecuación 6 Selección del diametro por Breese	39
Ecuación 7 Selección del diametro por EE.UU	39
Ecuación 8 Costo anual de energía	40
Ecuación 9 Costo de inversión	40
Ecuación 10 Costo anual equivalente de inversión_.....	41
Ecuación 11 Factor de recuperación de capital	41
Ecuación 12 Sobrepersión_.....	42
Ecuación 13 Celeridad	42
Ecuación 14 Coeficiente de Transmisibilidad	102
Ecuación 15 Coeficiente de Almacenamiento	102
Ecuación 16 Cálculo de la velocidad	113
Ecuación 17 Rebajamiento Máximo	115
Ecuación 18 Pérdidas locales.....	116
Ecuación 19 Cálculo de pérdidas en columna de la bomba	118
Ecuación 20 Potencia hidráulica de la bomba	124
Ecuación 21 Potencia del motor	124

Índice de fotografías.

Fotografía 1 Toma de muestra de agua durante prueba de bombeo	78
Fotografía 2 Muestra de agua debidamente identificada para ser llevada a laboratorio.	78

Índice de gráficos.

Gráfico 1 Distribución de la población por edad	81
Gráfico 2 Estructura de las Casas (Pisos, Paredes y Techo)	82
Gráfico 3 Tipos de Enfermedades más comunes.....	83
Grafico 4 Grado de Escolaridad.	84
Gráfico 5 Disposición de la Basura.....	85
Gráfico 6 Principales Actividades Económicas del anexo.	86
Grafico 7 Perfil de terreno por ubicación de Línea de Conducción Pozo–Tanque de Almacenamiento.....	87
Grafico 8 Perfil del terreno de Red de Distribución Tanque – Portón Verde	88
Grafico 9 Perfil del terreno de red de distribución Dña. Encarnación – Don Ramón.....	89
Grafico 10 Perfiles del terreno de red de distribución Dña. Encarnación – D -	89

Índice de ilustraciones.

Ilustración 1 Análisis Fisicoquímico realizada al pozo para potabilidad del agua	98
Ilustración 2 Análisis de Metales Pesados presente en el agua.	99
Ilustración 3 Análisis Bacteriológico Sanitario del agua.....	100
Ilustración 4 Especificaciones técnicas y curva característica de la bomba propuesta para 10 y 20 años utilizada en el proyecto	160
Ilustración 5 Curva característica de la bomba para los 10 primeros años. Elaboración: Fuente Propia.....	161
Ilustración 6 Curva característica de la bomba para los 10 años restantes del sistema.....	162
Ilustración 7 Especificaciones técnicas de válvula de aire utilizada en el sistema	169
Ilustración 8 Componentes internos de válvula de aire utilizada en el sistema	170

Ilustración 9 Especificaciones Técnicas de Válvula pase utilizada en el proyecto.	171
Ilustración 10 Componentes de Válvula Pase.	171
Ilustración 11 Especificaciones técnicas de medidor de agua.....	172
Ilustración 12 Especificaciones técnicas de Válvula Hidráulica del sistema.....	173

Capítulo 1:

Generalidades

1.1. INTRODUCCIÓN.

En la actualidad el acceso al agua potable de calidad y cantidad se está volviendo día a día cada vez más difícil a nivel mundial especialmente en países subdesarrollados como el caso de Nicaragua que no posee cobertura del 100% de agua potable en las zonas urbana y rural. En este último, la mayoría de las comunidades se abastecen de acuíferos o sistemas que no cuentan con su debida eficacia para que sea suministrada a una determinada zona, lo que trae como consecuencia enfermedades derivadas por la escases del mismo.

Las zonas rurales se encuentran dispersas en todo el territorio nacional de las cuales según la Autoridad Nacional del Agua (ANA) hay una cobertura del 69% de agua, del cual se desconoce cuántas familias realmente tienen el acceso a este recurso. (La Prensa, 2018)

Las partes más afectadas sin contar con el servicio de agua potable en las comunidades son los caseríos que recién se crean o establecen a comunidades ya existentes, tal es el caso de este anexo a la comunidad La Playita. Este surgió por la formación de un grupo de personas las cuales son hijos y nietos de la comunidad antes mencionada, este nuevo anexo no cuenta con un sistema de agua potable que los satisfaga en calidad y cantidad.

En la actualidad la población de este consume agua proveniente del lago de Nicaragua, la cual es de muy mala calidad y acarrea afectaciones a la población especialmente a niños y personas en general.

En el presente trabajo investigativo se propone diseñar un sistema de abastecimiento de agua para este anexo con el fin de solucionar esta problemática, se planteará un estudio completo para diseñar este sistema de manera que cumpla con todas las normas que se requiere para ejecución y así de esta manera mejorar su calidad de vida.

1.2. ANTECEDENTES.

En el año 1524 se fundó la ciudad de Granada por Francisco Hernández de Córdoba, siendo una de las primeras ciudades en América. En 1879 se inició el abastecimiento de agua a unos 10 000 habitantes. El agua se transportaba desde los manantiales de Quismapa, ubicados en las faldas del Volcán Mombacho. En 1887 se fundó la Compañía Aguadora de Granada S. A. y ya para 1913 con aumento de la demanda se captó agua de otros manantiales que bajaban por gravedad de las faldas del Mombacho (Herrera, El recurso agua en Nicaragua, 2015).

De 1913 a 1943 se hizo uso del agua del Lago Cocibolca para abastecer a la población, pero es hasta finales de la década de los años 50 que se inicia la explotación del agua subterránea a través de pozos al sospechar de la mala calidad del agua del lago (Herrera, El recurso agua en Nicaragua, 2015).

Desde 1979 se han venido desarrollando estudios para valorar el potencial del acuífero de la zona y cumplir con la creciente demanda; además de resolver problemas de la salinización de pozos que se empezó a detectar en la parte norte de Granada. Según información suministrada por pobladores de la zona estos estudios fueron realizados por personas especialistas relacionadas al tema de abastecimiento de agua de zonas rurales dispersas; ejemplo de estos estudios son la localización y ubicación de varios pozos de agua salada cercanos a este anexo. (Díaz, 2019)

El área de estudio que se va a abarcar específicamente se encuentra a 1.5 km de distancia de la comunidad La Playita, este caserío cuenta aproximadamente con 8 años de formación y este se ha venido formando por hijos y nietos pertenecientes a la comunidad antes mencionada.

En este caserío algunas familias utilizan medios de purificación naturales del agua tales como el desarenador, el cual no es tan confiable ya que el agua no cuenta con un grado de potabilización adecuada para su consumo.

1.3. JUSTIFICACIÓN.

Actualmente este anexo no cuenta con un servicio que les provea agua de calidad y cantidad suficiente, razón por el cual sus habitantes se ven afectados por problemas de salud relacionadas al agua. De acuerdo con información suministrada por parte de pobladores de la misma, este anexo se ha abastecido de agua proveniente del lago y de pozos cercanos a la zona que no cuentan con condiciones para consumo humano.

Sin embargo, en la comunidad La Playita cercana a este se cuenta con una batería de pozos los cuales son aptos para consumo humano, a estos se pretenden realizar pruebas para demostrar que son capaces de ceder agua a este anexo; contando con permisos y aprobaciones por parte de los miembros del CAP's de la misma para que se le sea cedida dicha cantidad de agua mediante el diseño de un Sistema de Abastecimiento de Agua potable que cumpla con los requisitos establecidos en la norma técnica nicaragüense. en lo que respecta a su abastecimiento seguro con calidad y cantidad suficiente en un periodo de 20 años.

Con el diseño de este proyecto de agua potable se pretende que la población sea abastecida de agua de forma segura y en cantidad suficiente, reduciendo de esta manera enfermedades generadas por la escasez y/o mala calidad del agua, mejorando así el nivel de vida de los habitantes de este anexo.

1.4. OBJETIVOS:

1.4.1. Objetivo General:

- Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para mejorar la calidad de vida de los habitantes del anexo, La Playita utilizando la NTON 09 003-99.

1.4.2. Objetivos Específicos:

- Elaborar un censo para la determinación de los estadios sociales de la población mediante encuestas y entrevistas.
- Realizar estudios topográficos e hidráulicos para la determinación de la ubicación de obras y equipos mediante herramientas topográficas y software de simulación hidráulicos.
- Determinar la disponibilidad del recurso y calidad de agua para asegurar el buen funcionamiento del sistema a través de estudios de la zona y análisis de laboratorio al agua.
- Presupuestar los componentes del sistema de agua potable por medio de costos directos e indirectos en su fase de ejecución.

Capítulo 2: Marco Teórico

2.1. Censo Poblacional.

Para proyectos de agua potable, se debe tomar en cuenta la proyección y dotación de la población a servir, para garantizar el éxito del proyecto y el servicio de agua hasta el final del servicio. Dicha información se obtiene a través de la realización de censos socioeconómicos a la población y/o encuestas a la misma.

Un censo tiene como finalidad suministrar datos de toda una población, sirve para determinar la cantidad de servicios públicos existentes en lo que se refiere a transporte, salud, vivienda. Igualmente, otros datos importantes tales como el nivel de vida socioeconómico, el nivel de educación de la población, determinación de las tasas de crecimiento y mortandad de la misma.

El INIDE, es el ente que ejecuta encuesta y censos estadísticos de Nicaragua, su complejidad y elevado costo hacen que los censos nacionales se elaboren, por lo general, cada diez años. Lo habitual es que el gobierno confeccione una planilla con preguntas y que un amplio equipo de censistas se encargue de recorrer todo el país, casa por casa.

En el formulario se consulta sobre las variables sociodemográficas más relevantes, como edad, cantidad de hijos, situación laboral, características de la vivienda, etc.

2.1.1 Tipos de Censo:

- CENSO POBLACIONAL: Recuento de población que se realiza periódicamente.
- CENSO ESTADISTICO: Recuento de elementos de una población en estadística descriptiva.
- CENSO DERECHO: Gravamen de un inmueble para garantizar el pago de los créditos.

- CENSO ELECTORAL: Recuento de la población que tiene derecho a voto en una determinada elección. (Leon, 2014)

2.2. Estudios Topográfico.

2.2.1.Topografía.

La topografía es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la tierra.

La topografía es el conjunto de datos que son levantados en campo, en la cual se realizan cálculos, que luego son expresados gráficamente en planos elaborados a una escala determinada.

En proyectos de agua potable y para el caso de la red de distribución, es necesario considerar el área donde se localizan las viviendas y centros públicos, así como las zonas de expansión futura con la finalidad de considerar los requerimientos de consumo para el último año del periodo de diseño. Para este tipo de estudio se debe realizar un levantamiento topográfico de orden planimétrico y altimétrico de la zona, apoyándose también en las herramientas electrónicas recientes tales como el GPS y software especializados en donde se procesará la información recolectada en campo para una mejor comprensión y distribución del sistema.

2.2.2. Planimetría.

La planimetría consiste en proyectar sobre un plano horizontal los elementos de la poligonal como puntos, líneas rectas, curvas, diagonales, contornos, superficiales, cuerpos, etc., sin considerar su diferencia de elevación., siendo el resultado un plano confeccionado destacándose los linderos de propiedad y/o zona de impacto del proyecto. (Rivas Palma, 2012)

2.2.3. Altimetría.

La altimetría es la rama de la topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimiento para determinar y representar la altura o cota de cada punto en la superficie por estudiar. Con la altimetría se consigue representar el relieve del terreno y perfiles en tramos que el ingeniero proyectista considere necesario para la obra particular (planos de curva de nivel, planos, perfiles, etc.). (Rivas Palma, 2012)

Las actividades relacionadas al levantamiento topográfico han sido modificadas durante las pasadas décadas con la incorporación de instrumentos de última tecnología, entre los que se puede mencionar el GPS y estación total.

El sistema de posicionamiento global (GPS) es una red de satélites que orbitan la tierra en puntos fijos por encima del planeta y transmiten señales a cualquier GPS en la tierra.

La función principal de un GPS es determinar la posición que ocupa un punto por medio de las coordenadas de longitud y latitud o coordenadas UTM de manera que dicha posición pueda situarse con facilidad en un mapa o plano.

Es necesario resaltar que la característica de mayor importancia en esta modificación se da en el proceso de captura, almacenamiento, cálculo y transmisión de los datos de campo, así como en la representación gráfica de los mismos; esto ha traído como consecuencia la posibilidad de obtener un producto final con mayor precisión y rapidez.

2.2.4. Perfil Topográfico.

El perfil topográfico es una representación de tipo lineal, que permite establecer

las diferencias altitudinales que se presentan a lo largo del camino, de acuerdo con la regularidad que guarde la dirección de su recorrido, se les clasifica como longitudinales y transversales. (Rivas Palma, 2012)

Un perfil longitudinal es aquel que se realiza con el propósito de conocer detalladamente la forma del terreno donde se realizará un proyecto, ya que una vez efectuados los levantamientos topográficos necesarios en una obra (nivelaciones) se reflejará con mayor precisión el desnivel que existe entre dos o más puntos del terreno.

Una de las aplicaciones más importantes de los perfiles o secciones verticales, es en la construcción de obras de gran longitud y poca anchura, por ejemplo, caminos o carreteras, alcantarillados, acueductos de agua potable, canales, etc.

2.2.5. Elaboración de Planos.

La etapa de obtención de datos topográficos se reconoce como el trabajo de campo, puesto que todos esos datos deben ser analizados, reducidos a una forma útil, mediante cálculos matemáticos, ajustados y con frecuencia convertidos a modalidades graficas de expresión, como son los planos.

Los planos de topografía son sumamente importantes a la hora de diseñar y construir cualquier proyecto. Son estos los que demuestran las características del terreno, incluyendo datos como el tamaño, el ancho y el largo, las posibles inclinaciones, fallas en el terreno, entre otras variables que nos puede expresar dichos planos.

En lo que respecta a la altimetría mediante el dibujo de un gráfico, con la distancia en el eje de las X y las altitudes en el eje de las Y, se puede trazar el perfil de una sección transversal del terreno que muestra su elevación. Si se aumenta la escala se podrá observar con claridad la forma que tiene el relieve del terreno.

2.3. Fuentes de Abastecimiento.

Un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable está formado esencialmente por: la fuente de agua y su obra de captación, transporte, almacenamiento, tratamiento y distribución.

Las fuentes de abastecimiento por lo general deben ser: permanentes y suficientes, cuando no son suficientes se busca la combinación de otras fuentes de abastecimiento para suplir la demanda o si es necesario su regulación. (Valladares, 2015)

Las fuentes de abastecimiento pueden ser: superficiales y subterráneas.

2.3.1. Fuentes Subterráneas.

Las aguas subterráneas es aquella parte del agua existente bajo la superficie terrestre; que puede ser colectada mediante perforaciones, túneles o galerías de drenaje o la que fluye naturalmente hacia la superficie a través de manantiales o filtraciones a los cursos fluviales. (Guzman Merlo & Joya Diaz).

Las fuentes subterráneas protegidas generalmente están libres de micro organismos patógenos y presentan una calidad compatible con los requisitos para consumo humano. Sin embargo, previamente a su utilización es fundamental conocer las características del agua, para lo cual se requiere realizar los análisis fisicoquímicos y bacteriológicos correspondientes.

2.3.1.1. Acuífero.

Un acuífero es un volumen subterráneo de roca y arena que contiene agua. El agua subterránea que se halla almacenada en los acuíferos es una parte importante del ciclo hidrológico. Se han realizado estudios que permiten calcular que aproximadamente el 30% del caudal de la parte superior proviene de fuentes de agua subterránea.

- **Tipos de Acuíferos.**

En el subsuelo, el agua se puede encontrar bajo una amplia gama de condiciones, desde el agua que circula libremente, hasta el agua que se encuentra formando parte de la estructura de las rocas.

Generalmente se distinguen dos grandes zonas: la no-saturada y la saturada. La primera se extiende desde la superficie de terreno hasta la base de la denominada franja capilar. Esta franja es una zona de transición entre las zonas no saturadas y la saturada, su superficie es irregular y su posición varía al cambiar el nivel freático. La parte superior contiene numerosos espacios de aire que puede representar un obstáculo al movimiento descendiente del agua. El límite inferior de la franja capilar es la superficie freática, punto donde se alcanza la saturación total.

Desde el punto de vista hidráulico y de manera estrictamente teórica, existen tres tipos de acuíferos: los confinados, semiconfinados y libres. Sin embargo, en la práctica se ha observado que el tipo de acuífero puede variar en el tiempo, principalmente debido a la fuerte extracción que de ellos se hace mediante diversas captaciones (pozos, norias).

2.3.1.1.1. Acuífero Libre.

Un acuífero se considera libre, cuando presenta como límite superior la superficie freática y como límite inferior una unidad del tipo de los acuícludos ("impermeable"). Este tipo de acuífero funciona con una superficie freática a una presión igual a la atmosférica y su espesor varía en el tiempo, esto es, con las fluctuaciones de la superficie freática.

Un acuífero libre presenta ciertas ventajas con respecto a los otros tipos de acuíferos:

- a) Cede volúmenes de agua muchos mayores por cada metro de

abatimiento del nivel freático.

- b) Presenta mejores condiciones de recarga, por estar totalmente abierto a la superficie en su límite superior.

Sin embargo, su gran desventaja respecto a los demás acuíferos es su alto nivel de susceptibilidad a la contaminación proveniente de la superficie del terreno, ya sea por infiltración directa de sustancias líquidas peligrosas y/o por la lixiviación de materiales contaminantes localizados en la superficie del terreno, tales como fertilizantes, desechos sólidos (basura), etc.

2.3.1.1.2. Acuífero Confinado.

Un acuífero confinado es aquel que se encuentra limitado en su parte inferior y superior por unidades geológicas "impermeables" (acuifugos o acuicludos). En un acuífero de este tipo, la presión del agua es generalmente más elevada que la presión atmosférica, de ahí que también se les conozca como "artesianos". A diferencia de los acuíferos libres, en los pozos perforados en estos acuíferos, el nivel piezométrico se eleva por encima del techo de los mismos.

Algunas características de los acuíferos confinados son:

- a) Generalmente se localizan a mayor profundidad que los acuíferos libres, en horizontes o capas acuíferas localizadas entre acuicludos.
- b) Las regiones de recarga y las áreas de manifestación de la presión en el agua (pozos artesianos), se encuentran a menudo, alejadas una de otra.
- c) El nivel piezométrico en pozos perforados en acuíferos confinados sobrepasa el techo del acuífero.
- d) El régimen de flujo en los acuíferos confinados es más estable que en los acuíferos libres, su nivel piezométrico se halla poco influenciado por fluctuaciones climáticas estacionales

- e) Su espesor saturado no varía en el tiempo.
- f) En comparación con los acuíferos libres, el agua contenida en los acuíferos confinados está menos expuesta a la contaminación desde la superficie, en virtud de que se encuentra limitado por materiales relativamente "impermeables".

2.3.1.1.3. Acuífero Semiconfinados.

Un acuífero semiconfinado es aquel que se encuentra limitado, tanto superior como inferiormente, ya sea por acuitardos, o por un acuitardo y un acuifugos independientemente de su posición. En este tipo de acuíferos el agua se mueve libremente de los acuitardos que lo limitan, ya sea en dirección ascendente o descendente.

Bajo condiciones de flujo no estacionario en un acuífero semiconfinado, el nivel de agua en un pozo perforado en este tipo de acuífero puede coincidir con el nivel freático en el acuitardo sobre yacente, o bien alcanzar alturas superiores o inferiores a dicho nivel.

Algunas características importantes de los acuíferos semiconfinados son las siguientes:

- a) Su presencia puede solamente ser descrita con base en su respuesta al bombeo.
- b) Se localizan totalmente dentro de la zona saturada, el movimiento del agua a través ellos, así como su contenido mineral en el agua que contienen y su caudal asequible, no se encuentran afectados por las variaciones climáticas estacionales.
- c) Su recarga se produce tanto localmente, por efecto de infiltración de aguas superficiales a través del acuitardo sobre yacente, como en regiones lejanas por infiltración de la lluvia, en donde afloran los materiales que lo forman.

- d) Su distribución es extensa, pero es menor que la de los acuíferos libres.
- e) En términos generales, las unidades geológicas que constituyen a los acuíferos semiconfinados son de edad cuaternaria, aun cuando es posible localizados en rocas pre-cuaternarias.
- f) La consolidación del terreno se relaciona con el bombeo de acuíferos semiconfinados en donde los acuitardos pierden presión de poro al transmitirle agua al acuífero.

2.3.1.2. Pozos.

a. Pozo Excavado a Mano (PEM).

Esta opción resulta ser una solución tecnológica bastante apropiada para el suministro de agua para el sector rural disperso. Para garantizar la durabilidad del sistema se deberá cumplir con los siguientes criterios:

- ✓ Todo PEM deberá ser sometido a una prueba de bombeo.
- ✓ Serán considerados solamente aquellos PEM, cuyo nivel estático se encuentre como mínimo 2 mts. por encima del fondo del pozo; esta medida deberá realizarse al final del periodo de seco de la zona. (INAA, Normas para el Diseño de abastecimiento de agua potable y Saneamiento rural, 2011)

b. Pozo Perforado (PP).

Esta elección se considerará únicamente si las opciones PEM, MAG Y CM no se pueden aplicar. Corresponde a la utilización de un pozo perforado empleando una bomba manual, por lo cual se deberá cumplir con los siguientes criterios:

- El caudal máximo de explotación será obtenido mediante una prueba de bombeo.

- El caudal máximo de explotación del pozo será igual o superior a 19 litros por minuto.

El servicio brindado por Pozo Excavado a Mano (PEM) o Pozo Perforado (PP), será equipado con bomba manual, preferiblemente del tipo “mecate”. Su ubicación será tal que quede equidistante de las viviendas y no mayor de 100 mts. de la más alejada. (INAA, Normas para el Diseño de abastecimiento de agua potable y Saneamiento rural, 2011).

c. Pozos perforados con máquinas.

Una perforación es un hueco que se hace en la tierra, atravesando diferentes estratos, entre los que puede haber unos acuíferos y otros no acuíferos; unos consolidados y otros no consolidados. Cada formación requiere un sistema de perforación determinado, por lo que a veces un mismo pozo que pasa por estratos diferentes obliga a usar técnicas diferentes en cada uno de los estratos.

Una misma perforación puede atravesar varios acuíferos, por lo que es conveniente valorar cada uno de ellos para definir cuáles deben ser aprovechados a la hora de terminar el pozo.

La determinación de si una formación es acuífera o no, así como de su permeabilidad, se hace con base en las muestras que el perforador obtiene durante el transcurso de la perforación; de aquí la gran importancia que tiene realizar un buen muestreo.

Existen métodos mecanizados y manuales para perforar pozos, pero todos se basan en dos modalidades: percusión y rotación. Así mismo, se emplea una combinación de ambas.

2.3.1.3. Diseño de Pozo

A fin de lograr el mejor diseño es necesario establecer algunas definiciones y

características de los pozos tales como:

- **Nivel Estático del Agua (NEA):** Es la distancia medida desde la superficie del terreno hasta el nivel del agua en el pozo al cual se propone para el proyecto y aun no se ha iniciado el bombeo en este
- **Nivel de Bombeo (NB):** Es la distancia medida desde la superficie del terreno hasta el nivel del agua en el pozo, cuando se ha empezado el bombeo en dicho pozo. (también se denomina nivel dinámico). Este nivel es dependiente del gasto bombeado.
- **Abatimiento (A):** Es la diferencia entre el nivel de bombeo y nivel estático y similarmente será función del gasto bombeado.
- **Rendimiento del Pozo (Producción):** Es el volumen de agua por unidad de tiempo que el pozo está descargando por un bombeo o extracción realizada a la fuente (lps, m³/min.). Se debe de probar el pozo para determinar si su capacidad es suficiente o no, para satisfacer los requisitos de capacidad del sistema a implementarse, se debe obtener esta información en la bitácora del perforista o con una prueba de bombeo en el pozo. De encontrarse insuficiente el pozo, será necesario modificar el sistema de bombeo para asegurar un suministro de agua adecuado para el usuario.

2.3.1.4. Prueba de Bombeo.

Para la realización de dicha prueba pueden utilizarse los llamados pozos de prueba, con uno o más pozos de observación, que estarán a 4 ó 5 metros de distancia de la perforación principal y tendrán diámetro mínimo de 100 mm (4"). La duración mínima del bombeo de prueba será de 48 horas.

Durante este bombeo se obtendrá la siguiente información:

- Nivel estático inicial en cada pozo.

- Caudal del bombeo, por lo menos cada hora.
- Nivel del agua cada minuto los primeros 5 minutos, cada 5 minutos los siguientes 30 minutos, cada 10 minutos los siguientes 30 minutos y cada media hora el tiempo restante.

Inmediatamente que se paren los equipos de la prueba de bombeo se medirán los niveles de recuperación del acuífero hasta su recuperación total con un mínimo de 8 horas de medición a como sigue: los primeros 10 minutos cada 1 minuto, los siguientes 20 minutos cada 5 minutos, los siguientes 30 minutos cada 10 minutos, los siguientes a cada 30 minutos.

Se tomarán por lo menos 2 muestras del agua bombeada durante la prueba a la mitad del tiempo de prueba y al final de ésta. En caso de que haya o pueda haber variación significativa en la calidad del agua, las muestras se tomarán a intervalos menores suficientes para indicar dichas variaciones.

Si la capacidad del acuífero es incierta, se deben registrar los niveles del agua en los pozos de observación, con una exactitud de 10 centímetros.

2.3.1.5. Métodos de perforación de Pozos.

2.3.1.5.1. Perforación por Percusión.

El método se basa en la caída libre de un peso en sucesión de golpes rítmicos dados contra el fondo del pozo.

Las partes típicas de un equipo motorizado de perforación a percusión son:

- Tren de rodaje.
- Bastidor.
- Mástil o Torre.
- Tiro de remolque.
- Motor.

2.3.1.5.2. Perforación por Rotación.

Estos equipos se caracterizan porque trabajan girando o rotando la broca, el sentido de la rotación debe ser el mismo usado para la unión o enrosque de las piezas que constituyen la sarta de perforación. Todas las brocas, trépanos o triconos, son diseñados para cortar, triturar o voltear las distintas formaciones que pueden encontrarse a su paso. Estas herramientas son diseñadas para cada tipo de formación o terreno.

El trabajo de perforación se realiza mediante la ayuda del lodo de perforación el cual desempeña las siguientes funciones: evita el calentamiento de las herramientas durante la operación, transporta en suspensión el material resultante de la perforación hacia la superficie del terreno y finalmente formar una película protectora en las paredes del pozo para de esta manera impedir el desmoronamiento o el derrumbe del pozo.

Un equipo de perforación por rotación motorizado típico, tiene las siguientes partes:

- ✓ Mesa de rotación.
- ✓ Barra giratoria o Kelly.
- ✓ Swivel o eslabón giratorio.
- ✓ Drill pipe o tubería liviana de perforación.
- ✓ Drill collars o tubería pesada de perforación.
- ✓ Triconos o brocas de perforación.
- ✓ Bomba de lodos.
- ✓ Motor.

La principal ventaja de este método es que es más rápido que el método a percusión.

2.3.2. Fuentes Superficiales.

Son las que se encuentran en la superficie de la tierra, las cuales son alimentadas generalmente por las precipitaciones de las lluvias. Están constituidas por los ríos, lagos, embalses, arroyos, etc.

En caso de utilizar las aguas superficiales para abastecimiento de una comunidad además de conocer las características fisicoquímicas y bacteriológicas de la fuente, será preciso definir el tratamiento requerido en caso de que no atiendan los requerimientos de calidad para consumo humano.

2.4. Calidad del Agua.

Se estima que el 80% de todas las enfermedades en el mundo están asociadas con la mala calidad del agua.

El objetivo de la realización de un proyecto de agua potable es proteger la salud pública y por consiguiente ajustar, eliminar o reducir al mínimo aquellos componentes o características del agua, que puedan representar un riesgo para la salud de la comunidad e inconvenientes para la preservación de los sistemas de abastecimiento de agua, para lo cual se deberán seguir las siguientes instrucciones.:

- a) La fuente de agua a utilizarse en el proyecto, se le deberá efectuar por lo menos un análisis físico, químico, de metales pesados cuando se amerite y bacteriológico antes de su aceptación como tal.
- b) Los parámetros mínimos de control para el sector rural serán: Coliforme total, Coliforme fecal, olor, sabor, color, turbiedad, temperatura, concentraciones de iones de hidrógeno y conductividad.
- c) El análisis de las fuentes de agua tales como manantiales, pozos perforados, pozos excavados a mano deberán cumplir con las normas de calidad del agua vigente aprobada por el INAA y MINSA.

Así mismo, hay que cumplir con los parámetros regidos por las Normas de Calidad del Agua para Consumo Humano presentadas por el CAPRE. Estas normas se basan en unos niveles de toxicidad científicamente aceptables para los humanos tales como: análisis fisicoquímico, análisis de metales pesados, análisis bacteriológico-sanitario, análisis de pesticidas, análisis de cianuros, amonio y cromo.

En los pozos de extracción de agua se deben tomar muestras simples como mínimo cada tres años, con objeto de efectuar análisis físico, químico o bacteriológico del agua, según corresponda con el uso a que se ha destinado. (INAA, Normas para el Diseño de abastecimiento de agua potable y Saneamiento rural, 2011).

2.4.1.1. Calidad del agua para Consumo Humano (Norma CAPRE).

A continuación, se muestran las concentraciones máximas permisibles de los parámetros establecidos por el INAA para evaluar la calidad del agua, dichos parámetros han sido adoptadas de las “Norma Regional de Calidad del Agua Comité Coordinador Regional de Instituciones de Agua Potable y Saneamiento de Centroamérica, Panamá y República Dominicana - CAPRE (Ver Cuadros No.1 – 4 Parámetros Bacteriológicos, organolépticos, sustancia no deseadas, fisicoquímicos)

Cuadro 1 Parámetros Bacteriológicos

Origen	Parámetro (b)	Valor Recomendado	Valor máx. Admisible	Observación
A. Todo tipo de agua de bebida	Coliforme fecal	Negativo	Negativo	
B. Agua que entra al sistema de distribución	Coliforme fecal	Negativo	Negativo	
	Coliforme total	Negativo	≤ 4	En muestras no Consecutivas
C. Agua en el sistema de distribución	Coliforme total	Negativo	≤ 4	En muestras puntuales no debe ser detectado en el 95% de las muestras anuales
	Coliforme fecal	Negativo	Negativo	

Fuente: Norma CAPRE

Cuadro 2 Parámetros Organolépticos

Origen	Parámetro (b)	Valor Recomendado		Valor máx. Admisible
Color verdadero	mg/L (Pt-Co)	1		15
Turbiedad	UNT	1		5
Olor	Factor dilución		0	2 a 12 °C
				3 a 25 °C
Sabor	Factor dilución		0	2 a 12 °C
				3 a 25 °C

Fuente: Norma CAPRE

Cuadro 3 Parámetros para sustancias no deseadas

Parámetro	Unidad	Valor Recomendado	Valor máx. Admisible
Nitratos – NO_3^{-1}	mg/l	25	50
Nitratos – NO_2^{-1}	mg/l		-1
Amonio	mg/l	0.05	0.5
Hierro	mg/l		0.3
Manganeso	mg/l	0.1	0.5
Fluoruro	mg/l		0.7 - 1.5
Sulfuro Hidrógeno	mg/l		0.05

Fuente: Norma CAPRE

Cuadro 4 Parámetros Fisicoquímicos

Parámetro	Unidad	Valor Recomendado	Valor máx. Admisible
Temperatura	° C	18 a 30	
Concentración de iones hidrógeno	Valor pH	6.5 a 8.5	
Cloro residual	mg/L	0.5 a 1.0	
Cloruros	mg/L	25	250
Conductividad	$\mu\text{S/cm}$	400	
Dureza	mg/L CaCO_3	400	
Sulfatos	mg/L	25	250
Aluminio	mg/L		
Calcio	mg/L CaCO_3	100	
Cobre	mg/L	1	2
Magnesio	mg/L CaCO_3	30	50
Sodio	mg/L	25	200
Potasio	mg/L		10
Sólidos disueltos totales	mg/L		1000
Zinc	mg/L		3

Fuente: Norma CAPRE

2.5. Criterios en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable.

Para el diseño de un Sistema de Agua Potable en la zona rural se requiere de una serie de normas y criterios que no necesariamente deben ser las normas del sector urbano, debido a que existen diferencias en ambos medios, considerando dentro de esas diferencias los factores culturales, económicos, sociales y la dispersa ubicación de las casas dentro de una comunidad específica.

Independientemente que la población sea rural o urbana, se debe considerar el consumo doméstico, industrial, comercial, público y consumo por perdidas. Las instituciones encargadas de realizar estos tipos de estudio han establecido normas (INAA) para el buen funcionamiento de estos sistemas.

2.5.1. Período de Diseños.

En los diseños de proyectos de abastecimiento de agua se recomienda fijar la vida útil de cada uno de los componentes del sistema, con el propósito de:

- a) Determinar los períodos de los componentes del sistema, así como satisfacer las demandas futuras de la comunidad.
- b) Qué elementos del sistema deben diseñarse por etapas.
- c) Cuáles serán las previsiones que deben de considerarse para incorporar los nuevos elementos al sistema.

A continuación, se indican los períodos de diseños económicos de los elementos componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable.

Cuadro 5 Períodos de Diseños Económicos

Tipos de Componentes	Período de diseño
Pozos excavados	10 años
Pozos perforados	15 años
Captaciones superficiales y manantiales	20 años
Desarenador	20 años
Filtro Lento	20 años
Líneas de Conducción	15 años
Tanque de almacenamiento	20 años
Red de distribución	15 años

Fuente: NTON 09 001-99

2.5.2. Proyección de la población.

La población por servir es el parámetro básico, para dimensionar los elementos que constituyen el sistema.

La metodología generalmente aplicada, requiere la investigación de las tasas de crecimiento histórico, las que sirven de base para efectuar la proyección de población.

La información de datos poblacionales se puede obtener de las siguientes fuentes de información tales como: Censos Nacionales, Alcaldías y el MINSA. Si no existiese una información actualizada del lugar donde se realizará el proyecto es recomendable realizar un censo casa a casa, para obtener una información reciente de dicho lugar.

2.5.3. Cálculo de la población.

Para el cálculo de las poblaciones futuras y según la NTON 09003-99, se usará el método geométrico expresado por la fórmula siguiente:

(Ec. 1)

$$P_n = P_o (1 + r)^n$$

Donde:

P_n = Población del año “n”.

P_o = Población al inicio del período de diseño.

r = Tasa de crecimiento en el período de diseño expresado en notación decimal.

n = Número de años que comprende el período de diseño.

Población de diseño (P_n).

Representa el valor de población a atender por el sistema en el período final de vida útil del proyecto.

Población al inicio del período de diseño (P_o):

Es la cantidad de población registrada en el inicio del proyecto, su cálculo se determina mediante censos en la comunidad y/o mediante registros censales registrados por las alcaldías, por el Instituto Nicaragüense de estadísticas y censos.

Tasa de crecimiento en el periodo del diseño (r):

Representa el comportamiento de crecimiento de una determinada población en un periodo de tiempo que se puede comprender cada 5 años normalmente es un quinquenio. Depende del nivel de educación y cultura de la población, adoptado en la comunidad.

Es necesaria la investigación de las tasas de crecimiento histórico, las que sirven de base para efectuar la proyección de población. La información de datos poblacionales se puede obtener de las siguientes fuentes de información tales como: Censos Nacionales de 1950, 1963 y 1995, INEC y el MINSA.

Número de años que comprende el diseño (n).

Es el valor registrado como vida útil del proyecto, en el cual se valoran la caducidad de los componentes del mismo, tales como: equipos de bombeo, pozos, red de distribución, tanques, etc. En proyectos de agua potable se adopta este valor en 20 años.

2.5.4. Dotación de agua.¹

La dotación de agua es la cantidad de agua por persona por día y está en dependencia de:

1. Nivel de Servicio adoptado.
2. Factores geográficos.
3. Factores culturales.

Para sistemas de abastecimiento de agua potable por medio de conexiones domiciliarias rurales, se asignará un caudal de 60 a 100 lppd. La adopción del valor máximo o mínimo estará en dependencia del desarrollo cultural de la población.

La dotación mínima por adoptarse debe ser suficiente para satisfacer los requerimientos de consumo: doméstico, comercial, industrial, social y público, así como considerar las pérdidas en la red de distribución.

Doméstico o residencial: a esta categoría pertenecen aquellos grupos de familia que utilizan el servicio exclusivamente para uso doméstico en la vivienda.

Social: a esta categoría pertenecen aquellos predios utilizados para tareas de educación y salud (escuelas, colegios, puestos de salud), siendo este un 7% del CPDT, según norma NTON 09 003-99.

¹Norma Técnica de Abastecimiento y Potabilización de Agua (NTOM 09003-99)

Oficial: esta categoría comprende instancias y áreas públicas no comprendidas para educación y salud, como son: jardines, parques, cuarteles, entidades del gobierno y otros; siendo este un 7% del CPDT, según norma NTON 09 003-99.

Comercial: es la categoría pertenece la población que utilizan el agua con fines de lucro dentro de alguna actividad comercial (restaurantes, lavado de vehículos, etc.), siendo este un 7% del CPDT, según norma NTON 09 003-99.

Industrial: es la categoría a la cual pertenecen aquellos pobladores que utilizan el agua para fines de lucro y en los que se lleva procesos industriales utilizándose el agua como insumo en el proceso de transformación (fábricas de vinos, chicherías, etc.), siendo este un 2% del CPDT, según norma NTON 09 003-99.

2.5.5. Variaciones de consumo.

Las variaciones de consumo estarán expresadas como factores de la demanda promedio diario, y sirven para el dimensionamiento de la capacidad de: obras de captación, línea de conducción y red de distribución, etc.

En un sistema público de abastecimiento de agua, la cantidad de agua consumida varía continuamente en función del tiempo, de las condiciones climáticas, costumbres de la población, etc. Hay meses en que el consumo de agua es mayor en los países tropicales como en Nicaragua, sobre todo en los meses de verano. Por otro lado, dentro de un mismo mes, existen días en que la demanda de agua asume valores mayores sobre los demás (INAA, Normas Técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09003-99), 2000)

Durante el día el caudal dado por una red pública varía continuamente. En las horas diurnas el caudal supera el valor medio, alcanzando valores máximos

alrededor del mediodía, durante el período nocturno el consumo decae, por debajo de la media, presentando valores mínimos en las primeras horas de la madrugada.

En las zonas rurales, en el inicio de la formulación del proyecto, se debe cuantificar los usos adicionales proyectados para el consumo y estos deberán respetarse en su vida útil para una operación segura del abastecimiento de agua.

2.5.5.1. Consumo promedio diario (CPD).

El consumo promedio diario se obtiene mediante la población futura (P_n) multiplicado por dotación que se expresa de la siguiente manera:

$$CPD = P_n * \text{Dotación} \quad (\text{Ec. 2})$$

De aquí se deriva el consumo promedio diario total (CPDT), que es la suma de la demanda promedio diario más las pérdidas por operación en el sistema estimadas en un 20%. (INAA, Normas Técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09003-99), 2000)

2.5.5.2. Consumo máximo día (CMD).

Representa el día de mayor consumo en el año, la demanda de agua varía con la estación y las horas del día. Las fluctuaciones son mayores en las comunidades pequeñas en comparación con las grandes, y en las zonas áridas que, en las húmedas, la expresión del Consumo Máximo Día se expresa de la siguiente manera: (INAA, Normas Técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09003-99), 2000)

$$CMD = 1.5 * CPDT \quad (\text{Ec. 3})$$

2.5.5.3. Consumo máximo hora (CMH).

Es la hora de máximo consumo del día, algunas veces referida a la Demanda de Máxima Hora (CMH), determina la capacidad del sistema de distribución y los reservorios de servicios. (INAA, Normas Tecnicas para el diseño de abastecimiento y potabilizacion del agua (NTON 09003-99), 2000)

$$CMH = 2.5 * CPDT$$

(Ec. 4)

2.5.6. Presiones residuales máximas y mínimas.

Para brindar presiones adecuadas en el funcionamiento del sistema de abastecimiento se recomienda que éstas se cumplan dentro de un rango permisible, en los valores siguientes: (INAA, Normas Tecnicas para el diseño de abastecimiento y potabilizacion del agua (NTON 09003-99), 2000)

Presión Mínima: 5.0 metros.

Presión Máxima: 50.0 metros.

2.5.7. Velocidades permisibles en tuberías.

Las velocidades permisibles del agua en un conducto dependerán de las características del material y la magnitud de los fenómenos transitorios como golpe de ariete. Existen límites tanto inferiores como superiores, la velocidad mínima de escurrimiento se fija para evitar la precipitación de partículas que arrastre el agua, la velocidad máxima será aquella con la cual no deberá ocasionarse erosión en las paredes ni golpe de ariete en las tuberías. (INAA, Normas Tecnicas para el diseño de abastecimiento y potabilizacion del agua (NTON 09003-99), 2000)

Los valores permisibles son los siguientes:

Velocidad mínima = 0.4 m/s.

Velocidad máxima = 2.0 m/s.

2.5.8. Pérdidas de agua en el sistema.

Cuando se proyectan sistemas de abastecimiento de agua potable, es necesario considerar las pérdidas que se presentan en cada uno de sus componentes, la cantidad total de agua perdida se fija como un porcentaje del consumo promedio diario cuyo valor no deberá ser mayor del 20%. (INAA, Normas Tecnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09003-99), 2000)

2.6. Almacenamiento.

En un proyecto de sistema de abastecimiento de agua potable, deben de diseñarse los tanques o pilas que sean necesarios para el almacenamiento, de tal manera que éstos sean todo el tiempo capaz de suplir las máximas demandas que se presenten durante la vida útil del sistema, además que también mantengan las reservas suficientes para hacerles frente, tanto a los casos de interrupciones en el suministro de energía, como en los casos de daños que sufran las líneas de conducción o de cualquier otro elemento.

2.6.1. Capacidad.

La capacidad del tanque de almacenamiento deberá de satisfacer las condiciones siguientes:

a) Volumen compensador:

El volumen necesario para compensar las variaciones horarias del consumo se estimará en 15% del consumo promedio diario.

b) Volumen de reserva:

El volumen de reserva para atender eventualidades en caso de emergencia, reparaciones en línea de conducción u obras de captación, se estimará igual al 20% del consumo promedio diario.

De tal manera que la capacidad del tanque de almacenamiento se estimara igual al 35% del consumo promedio diario. (INAA, Normas Tecnicas para el diseño de abastecimiento y potabilizacion del agua (NTON 09003-99), 2000)

2.6.2. Localización.

Los tanques estarán situados en sitios lo más cercano posible a la red de distribución, teniendo en cuenta la topografía del lugar y debe ser tal que produzca en lo posible, presiones uniformes en todos y cada uno de los nudos componentes de dicha red.

Altura mínima.

La altura del fondo del tanque debe estar a una elevación tal que, una vez determinadas las pérdidas por fricción a lo largo de las tuberías entre el tanque y el punto más desfavorable, de modo que resulte todavía una altura disponible suficiente para proporcionar la presión residual mínima establecida. (INAA, Normas Tecnicas para el diseño de abastecimiento y potabilizacion del agua (NTON 09003-99), 2000)

2.6.3. Clases de tanque.

Es obligatorio realizar un estudio económico para escoger las clases de tanques más apropiados.

Ellos pueden ser de:

a) Concreto armado.

Se recomienda que su profundidad sea menor de 7.00 metros para evitarse problemas con el diseño estructural y la permeabilidad.

b) Acero.

Se recomienda tomar en cuenta los costos de mantenimiento.

c) Mampostería.

Son recomendable para pequeñas localidades donde abunden los materiales de bolón o piedra cantera. (INAA, Normas Tecnicas para el diseño de abastecimiento y potabilizacion del agua (NTON 09003-99), 2000)

2.6.2.2. Tipos de tanques.

➤ **Tanques sobre el suelo (Superficiales)**

Se recomienda este tipo de tanques en los siguientes casos:

- a) Cuando lo permita la topografía del terreno.
- b) Cuando los requisitos de capacidad sean mayores de 250.000 galones.

En el diseño de los tanques superficiales debe tenerse en cuenta lo siguiente:

- a) Cuando la entrada y salida de agua sean mediante tuberías separadas, se ubicarán en los lados opuestos a fin de permitir la circulación del agua.
- b) Debe proveerse un paso directo tipo puente (by-Pass) que permita mantener el servicio mientras se efectúe el lavado o la reparación del tanque.
- c) Siempre deben estar cubiertos.
- d) Las tuberías de rebose descargarán libremente, sobre obras especiales de concreto para evitar la erosión del suelo.
- e) Se instalarán válvulas de compuertas en todas las tuberías con excepción de las tuberías de rebose y se prefiere que todos los accesorios de las tuberías sean tipo brida.

f) Se recomienda una altura mínima de 3.00 metros, incluyendo un borde libre de 0.50 metros.

g) Deben incluirse los accesorios como escaleras, respiraderos, aberturas de acceso, marcador de niveles, etc. (INAA, Normas para el Diseño de abastecimiento de agua potable y Saneamiento rural, 2011)

➤ **Tanques elevados.**

En el diseño de tanques elevados, debe tenerse en cuenta lo siguiente:

a) Que el nivel mínimo del agua en el tanque sea suficiente para conseguir las presiones adecuadas en la red de distribución.

b) La tubería de rebose descargará libremente previendo la erosión del suelo mediante obras de protección adecuadas.

c) Se instalarán válvulas de compuerta en todas las tuberías a excepción de las tuberías de rebose. Todos los accesorios de las tuberías serán tipo brida.

d) Debe incluirse los accesorios como escaleras, dispositivos de ventilación, abertura de acceso marcador de niveles y en algunos casos una luz roja que prevenga accidentes de vuelos de aviones.

e) La escalera exterior deberá tener protección adecuada y dispositivos de seguridad.

f) Se diseñarán los dispositivos que permitan controlar el nivel máximo y mínimo del agua en el tanque. (INAA, Normas para el Diseño de abastecimiento de agua potable y Saneamiento rural, 2011)

➤ **Tanques compensadores. Combinados (sobre suelos y elevados).**

En los casos de almacenar grandes volúmenes de agua compensador se diseñarán dos almacenamientos uno sobre suelo cisterna y otro elevado para proporcionar las presiones.

2.6.4. Tratamiento y desinfección del agua.

El agua que se utiliza para el abastecimiento de una población, para usos básicamente domésticos, debe ser, específicamente un agua exenta de organismos patógenos que evite brotes epidémicos de enfermedades de origen hídrico. Para lograr esto, será necesario desinfectar el agua mediante tratamientos físicos o químicos que garanticen su buena calidad. (INAA, Normas para el Diseño de abastecimiento de agua potable y Saneamiento rural, 2011)

En el caso de acueductos rurales se utiliza para la desinfección el cloro en forma de hipocloritos, debido a su facilidad de manejo y aplicación. Se deberá tener el debido cuidado para el transporte, manipuleo del equipo requerido, disponibilidad suficiente y seguridad en cuanto al almacenamiento. El tiempo de almacenamiento para el hipoclorito de sodio no debe ser mayor de un mes y para el de calcio no mayor de tres meses.

La aplicación al agua, de la solución de hipoclorito de calcio o de sodio se efectuará mediante el hipoclorador de carga constante.

2.7. Estaciones de bombeo.

Los equipos de bombeo se seleccionan para un periodo inicial de 10 años, y de 20 años para etapa final del proyecto; mientras que los diámetros de las tuberías de impulsión y succión se determinan con base al caudal necesario para el periodo de diseño (INAA, Normas Tecnicas para el diseño de abastecimiento y potabilizacion del agua (NTON 09003-99), 2000)

En las estaciones de bombeo para pozos perforados sus componentes básicos son los siguientes: caseta de protección de conexiones eléctricas o mecánicas, unidad de bombeo, obras civiles, sarta, valvulerias y accesorios, paneles, tuberías de impulsión, dosificador de cloro, etc. (INAA, Normas Tecnicas para el diseño de abastecimiento y potabilizacion del agua (NTON 09003-99), 2000)

2.7.1. Tipos de bombas.

Las bombas más frecuentemente usadas en el abastecimiento de agua son las bombas centrífugas, horizontales, verticales, y las bombas sumergibles.

El proyectista de acuerdo con las características del proyecto seleccionará el tipo de bomba más adecuada a las necesidades del mismo. (INAA, Normas Técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09003-99), 2000)

2.7.1.1. Bombas centrífugas horizontales.

Son equipos que tienen el eje de transmisión de la bomba en forma horizontal. Tienen la ventaja de poder ser instaladas en un lugar distinto de la fuente de abastecimiento, lo cual permite ubicarlas en lugares secos, protegidos de inundaciones, ventilados, de fácil acceso, etc.

Este tipo de bomba se debe emplear en cisternas, fuentes superficiales y embalses.

Por su facilidad de operación y mantenimiento es apropiado para el medio rural. Su bajo costo de operación y mantenimiento es una ventaja adicional.

Se pueden clasificar, de acuerdo con la posición del eje de la bomba con respecto al nivel del agua en la cisterna de bombeo, en bombas de succión positiva y bombas de succión negativa. Si la posición del eje está sobre la superficie del agua, la succión es negativa y en la situación inversa la succión es positiva.

La mayor desventaja que presentan estas bombas es la limitación en la carga de succión, ya que el valor máximo teórico que alcanza es el de la presión atmosférica del lugar (10.33 m. a la altura del mar). (INAA, Normas para el Diseño de abastecimiento de agua potable y Saneamiento rural, 2011)

2.7.1.2. Bombas centrífugas verticales.

Son equipos que tienen el eje transmisión de la bomba en forma vertical sobre el cual se apoya un determinado número de impulsores que elevan el agua por etapas. Deben ubicarse directamente sobre el punto de captación, por lo cual casi se limita su uso a pozos profundos.

Estas bombas se construyen de diámetros pequeños, a fin de poder introducirlas, los cuales exigen diámetros pequeños por razones de costo.

La ventaja principal de estos equipos es su versatilidad y su capacidad para trabajar en un amplio rango de velocidades. Entre sus desventajas están lo ruidosas que son y la estricta verticalidad que exige a los pozos para su instalación. (INAA, Normas para el Diseño de abastecimiento de agua potable y Saneamiento rural, 2011)

Los costos de instalación de este tipo de bombas son menores a los demandados por la instalación de una bomba de eje horizontal; sin embargo, la operación y mantenimiento exige cuidado especial y mayores costos.

2.7.1.3. Bombas sumergibles.

Son equipos que tienen la bomba y motor acoplados en forma compacta, de modo que ambos funcionan sumergidos en el punto de captación; se emplean casi exclusivamente en pozos muy profundos, donde tienen ventajas frente al uso de bombas de eje vertical.

Estas bombas tienen la desventaja de poseer eficiencia relativamente baja, por lo cual, aun cuando su costo puede ser relativamente bajo, el costo de operación es elevado por su alto consumo de energía.

Otra desventaja es que, al estar el motor y la bomba sumergidos, no existe

forma de llegar a ellos cuando están instalados, en otras palabras, la unidad no es susceptible de recibir mantenimiento sin paralizar el bombeo. (INAA, Normas para el Diseño de abastecimiento de agua potable y Saneamiento rural, 2011)

2.8. Línea de conducción y red de distribución.

2.8.1. Línea de conducción.

La línea de conducción es el conjunto de tuberías, válvulas, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde la captación hasta la comunidad, formando el enlace entre la obra de captación y la red de distribución. Su diámetro deberá ser suficiente para transportar el gasto de consumo máximo día. Se le deberá proveer de los accesorios y obras de arte necesarios para su buen funcionamiento, conforme a las presiones de trabajo especificadas para las tuberías, tomándose en consideración la protección y mantenimiento de las mismas. Cuando la topografía del terreno así lo exija se deberán instalar válvulas de “aire y vacío” en las cimas y válvulas de “limpieza” en las depresiones. La capacidad de esta deberá ser suficiente para transportar el gasto de consumo Máximo Día. (INAA, Normas Técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09003-99), 2000)

Se **diseña** bajo la condición del **Consumo Máximo Día**, a finales del período de diseño; por lo que el caudal resulta al aplicarse el factor de 1.5 al Consumo Promedio Diario Total (CPDT). (INAA, Normas Técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09003-99), 2000)

La línea de conducción **va directamente de la estación de bombeo al tanque de almacenamiento y luego desde este se conecta a la red de distribución.**

En el cálculo hidráulico de la línea de conducción, las pérdidas por fricción serán determinadas mediante el uso de la fórmula de Hazen–William, que se presenta a continuación:

$$H_f = 10.646 * \left(\frac{D}{C}\right)^{1.85} * \left(\frac{L}{D}\right)^{4.87} \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde:

Q: Caudal de CMD en [m³/s] o [gpm]

D: Diámetro en [m] o [pulg]

L: Longitud en [m]

H: Perdidas de carga [m/m]

C: Coeficiente para tuberías (150 material PVC).

2.8.2. Carga total dinámica.

La Carga Total Dinámica (CTD), corresponde a la diferencia de elevación entre el nivel de rebose del tanque de almacenamiento sobre suelo y el nivel mínimo esperado en el pozo más las pérdidas por fricciones en la tubería de succión, descargas y accesorios, pertenecientes al sistema e igualmente es la sumatoria de Altura Manométrica de Succión más la Altura Manométrica de descarga ($H_s + H_d$). (INAA, Normas para el Diseño de abastecimiento de agua potable y Saneamiento rural, 2011)

Carga Total Dinámica = altura manométrica de succión + altura manométrica de descarga. **CTD = $H_s + H_d$.**

La altura manométrica de succiones, la altura estática de succión más las pérdidas (**$H_s = h_s + h_f$** succión). La altura estática de succión (h_s) es la diferencia de elevación entre el nivel del agua y el nivel del eje central de la bomba. (INAA, Normas para el Diseño de abastecimiento de agua potable y Saneamiento rural, 2011)

La altura manométrica de descarga es la altura estática de descarga más las pérdidas ($H_d = h_d + h_f \text{ descarga}$). La altura estática de descarga (h_d) es la diferencia de elevación entre el nivel de rebose del tanque sobre el suelo y el nivel del eje central de la bomba. (INAA, Normas para el Diseño de abastecimiento de agua potable y Saneamiento rural, 2011)

2.8.3. Selección del diámetro.

Para determinar el diámetro puede aplicarse la formula siguiente, Breese ($K = 1.15$) o expresión de uso en EE. UU:

$$D = K\sqrt{Q_{\text{bombeo}}} \text{ (Breese)} \quad (\text{Ec. 6})$$

$$D = 0.9 (Q)^{0.45} \text{ (EE. UU)} \quad (\text{Ec. 7})$$

2.8.4. Análisis económico de la línea de conducción:

Este se realiza con el propósito de comparar los diversos diámetros de tubería que podrían resultar más factibles en nuestro proyecto, a estos se les conoce diámetro

económico, en donde la alternativa que presente el menor costo anual fijará el diámetro a seleccionarse y este reflejará el menor costo de inversión en el tiempo (INAA, Normas Técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09003-99), 2000). Para este tipo de análisis se tomarán en cuenta lo siguiente:

2.8.4.1. Costo anual de energía (CAE).

Es el resultado, de multiplicar la sumatoria de pérdidas producidas en cada diámetro de prueba por el tiempo de horas diarias de bombeo y el costo de energía.

$$CAE = Q * \frac{\sum H_f}{3960 E_q} * 0.746 * T_b * 365 * C \quad (Ec.8)$$

Donde: Q: Caudal de Bombeo a través de periodo de diseño

$\sum H_f$: Sumatoria de pérdidas de cargas por fricción para cada diámetro

E_q : Eficiencia bomba-motor $E_{fb} * E_{fm}$

T_b : Promedio de horas diarias de bombeo

C: Costo de energía

CAE: C\$/año

2.8.4.2. Costo de inversión (CI).

No es más que el resultado de la longitud total de la línea de conducción y el costo total para cada diámetro (costo total incluye lo que es costo unitario e instalación de tubería).

$$CI = L * \text{Costo Total} \quad (Ec.9)$$

Donde: CI: Costo Inversión.

L: Longitud total de línea de conducción.

C total: Costo total para cada diámetro.

2.8.4.3. Costo anual equivalente de inversión (Caeq).

Es el costo de inversión por el factor de recuperación de capital que tendrá el proyecto según lo que dice la norma para proyectos de abastecimiento de agua potable.

$$CAEq = CI * CRF \quad (Ec.10)$$

$$CRF = \left[\frac{1(+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right] \quad (Ec.11)$$

Donde: CI: Costo de Inversión.

CRF: Factor de Recuperación de Capital.

I: Tasa de rendimiento.

N: Periodo de diseño.

CAEq: C\$/año.

La alternativa que presente los menores costos anuales fijará el diámetro a seleccionarse y este refleja el menor costo en el tiempo.

2.8.4.4. Golpe de ariete.

Se denomina golpe de ariete al choque violento que se produce sobre las paredes de un conducto forzado, cuando el movimiento del líquido es modificado bruscamente. (Mancebo del Castillo, 1987)

Debido a la ubicación de la fuente de abastecimiento y el punto más elevado de las comunidades donde es necesario la ubicación del tanque para cumplir con las presiones mínimas establecidas se verificarán los efectos de sobrepresión transitorias producidas por **“El golpe de ariete”** provocada por:

- Interrupciones de energía eléctrica en las estaciones.
- Maniobras de cierre o apertura de válvulas de seccionamiento en la tubería de descarga que se realizan antes del paro o después del arranque de una bomba respectivamente.
- Por el arranque o paro de una bomba sin válvulas en la tubería de descarga, las fallas mecánicas en la misma bomba. (Mancebo del Castillo, 1987)

La línea de conducción se analiza para los efectos de sobrepresión que ocasiona el cierre de una válvula al final de la conducción, la presión total o presión máxima en la tubería será la suma de la carga estática sumada a la sobrepresión por ariete hidráulico para seleccionar la cédula de la tubería que debe corresponder a esa situación hidráulica. Para calcular la sobrepresión por golpe de ariete en la tubería se utilizará la siguiente formula:

$$G.A = \frac{C * V}{g} \quad (Ec.12)$$

Dónde: G.A: Sobrepresión (m.c.a)

C: Celeridad (m/s)

V: Velocidad (m/s)

g: Aceleración de la gravedad (m/s²)

Se trabaja con la ecuación de Allievi para calcular la velocidad de propagación de la onda de sobrepresión, conocida como Celeridad:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{K*D}{e}}} \quad (Ec.13)$$

Dónde: C = Celeridad de la onda de presión (m/s)

D = Diámetro interno del tubo en (m)

e = Espesor de la tubería (m)

K = Coeficiente que tiene en cuenta el módulo de elasticidad del material del tubo

2.8.5. Válvulas y estructuras complementarias de la línea de conducción.

Se encuentran disponibles en el mercado según su condición de funcionamiento, destacándose para acueductos de agua potable, las siguientes:



- **Válvula de compuerta:** diseñada para permitir el flujo de gas o líquido en línea recta con una caída de presión. Se usan donde el disco de la válvula se mantiene totalmente abierta o totalmente cerrada. No son adecuadas para estrangulación dejando las válvulas parcialmente abiertas, causa erosión y daña el disco. Al inicio y al final de la línea de conducción, deberán instalarse válvulas de compuerta para distribuir, regular o cortar el flujo cuando sea necesario.



- **Válvula de globo:** el uso principal de las válvulas de globo consiste en regular o estrangular un fluido, desde el goteo hasta el sello completo y opera eficientemente en cualquier posición intermedia.



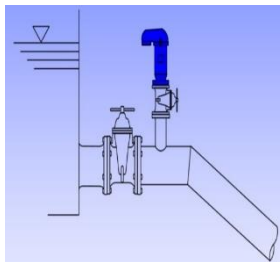
- **Válvulas de admisión y expulsión de aire:** se utiliza para expulsar el aire que pueda haber entrado en la tubería de impulsión mezclado con el agua o que esté presente en esta antes de comenzar su funcionamiento. Igualmente, para admitir aire en la tubería y romper así el vacío que pueda producirse dentro de esta e impedir la falla por aplastamiento al producirse el cierre de las válvulas de compuerta.



- **Válvulas de retención o de check:** su disposición tiene como objetivo en la línea de impulsión impedir que la inversión de la corriente de agua ocasione la rotación inversa del conjunto para preservar el motor de la bomba e impedir el vaciado de la línea de impulsión y posibles inundaciones de la casa de bombas. En la sarta de bombeo se debe de colocar después del equipo de bombeo y antes de la válvula de cierre y en posición horizontal.



- **Válvulas de alivio contra el golpe de ariete:** en las sarts de bombeo, estas se colocan después de la válvula de retención para disipar la sobrepresión que se pueda producir y así proteger el equipo de bombeo y accesorios del golpe de ariete.



- **Válvula de expulsión de aire:** el aire acumulado en los puntos altos provoca la reducción del área del flujo del agua, produciendo un aumento de pérdida de carga y una disminución del gasto. Para evitar esta acumulación es necesario instalar válvulas de aire automáticas (ventosas) o manuales.



- **Válvula doble propósito:** dispositivo hidráulico que tiene funciones de expulsar aire cuando se enciende el sistema e incorporar aire cuando se apaga

Cámara de válvula de purga: los sedimentos acumulados en los puntos bajos y



tramos finales de la línea de conducción con topografía accidentada provocan la reducción del área de flujo del agua, por acumulación de sedimentos; siendo necesario instalar válvulas de purga que permitan periódicamente la limpieza de tramos de tuberías.

2.9. Red de distribución.

Es un sistema integrado por un conjunto de tuberías interconectadas, debido a la existencia de dos o más fuentes de abastecimiento o sitios de distribución.

Para el diseño de la red de distribución es necesario definir la ubicación del tanque de almacenamiento con el fin de suministrar agua en cantidad y presión adecuada a todos los puntos de la red.

La red de distribución es el sistema de conductos cerrados que permite distribuir el agua bajo presión a los diversos puntos de consumo, que pueden ser conexiones domiciliarias o puestos públicos; para su diseño deberá considerarse los aspectos siguientes: (INAA, Normas Técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09003-99), 2000)

- Se deberá diseñar para la condición de Consumo Máxima Hora al final del período de diseño, el cual resulta al aplicar el factor de 2.5 al consumo promedio diario ($CMH = 2.5 \text{ CPD}$ más las pérdidas).
- El sistema de distribución puede ser de red abierta, de malla cerrada o una combinación de ambas.
- La red se deberá proveer de válvulas, accesorios y obras necesarias para asegurar el buen funcionamiento y facilitar su mantenimiento.
-

El análisis hidráulico de la Red de Distribución se realiza mediante la fórmula de Hazen-Williams, obteniendo los cálculos a través del programa EPANET, utilizando un coeficiente de flujo (C) de 150 para las tuberías de PVC y 100 para las de hierro galvanizado.

Se verificará que las velocidades permisibles estén comprendidas entre 0.4 - 2.0 metros / segundos para comunidades rurales y las presiones residuales deben comprenderse entre los 5mca - 50mca para comunidades rurales en cualquier punto de la red según lo normado por el ENACAL. (INAA, Normas Tecnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09003-99), 2000)

La presión máxima de trabajo de la tubería a utilizar será según los resultados del análisis hidráulico. Además, la presión de trabajo de la tubería será en función del espesor de ésta, descrito según la cédula del tubo (Por ejemplo, SDR-26, SDR-40 y SDR-17).

2.9.1. Tipos de redes.

Dependiendo de la topografía, de la viabilidad y de la ubicación de las fuentes de abastecimiento y del tanque de almacenamiento puede determinarse el tipo de red de distribución.

a) Redes abiertas o ramificadas.

Este tipo de red de distribución se caracteriza por contar con una tubería principal de distribución (la de mayor diámetro) desde la cual parten ramales que terminarán en puntos ciegos, es decir, sin interconexiones con otras tuberías en la misma Red de Distribución de agua potable.

b) Redes cerradas o tipo malla.

En este tipo de red, se logra la conformación de mallas o circuitos a través de la interconexión entre los ramales de la Red de Distribución de agua potable.

En esencia, la escogencia por una red del Tipo Cerrado se limita a la conveniencia en cuanto a la operación de la Red de Distribución, pues generalmente la configuración más económica queda definida por la Red del Tipo Abierto.

2.9.2. Accesorios y válvulas en la red de distribución.

Son estructuras complementarias, que se precisan para el buen funcionamiento del sistema, tales como válvulas de aire (ventosas) en los puntos altos, válvulas de limpieza (purga) en los puntos bajos y válvulas reguladoras de presión. (INAA, Normas para el Diseño de abastecimiento de agua potable y Saneamiento rural, 2011)

- a) **Válvulas de pase:** deben espaciarse de tal manera que permitan aislar tramos máximos de 400 metros de tuberías, cerrando no más de cuatro válvulas. Son instaladas siempre en las tuberías de menor diámetro y deben ser protegidas mediante cajas metálicas subterráneas u otras estructuras accesibles especiales.





b) **Válvulas de limpieza:** estos dispositivos permiten las descargas de los sedimentos acumulados en las redes, deben instalarse en los puntos extremos y más bajos de ellas.



• c) **Válvula reductora de presión y cajas rompe presión:** deben diseñarse siempre y cuando las condiciones topográficas de la localidad así lo exijan.

d) **Conexiones domiciliarias:** el diámetro mínimo de cada conexión será de $\frac{1}{2}$ (12.5 mm) pulgada. Toda conexión domiciliar deberá estar siempre controlada por su medidor correspondiente o por un regulador de flujos.

e) **Tanque de almacenamiento:** para compensar las fluctuaciones en los consumos de Máximo Día y Máxima Hora, se recurrirá a instalar un tanque de almacenamiento. Este será de plástico debido a que presenta un bajo nivel en la contaminación del agua y son los más ofertados por las casas comerciales. Estos serán seleccionados en base a los consumos que la población del lugar presente.

f) **Tubería de PVC:** gracias a su mayor resistencia y durabilidad de las condiciones del terreno, son las más utilizadas hoy en día en todos los proyectos de agua potable que se realizan.

En el proyecto se utiliza tubería de PVC de diámetro de 2" en la línea de conducción.

2.10. Software.

2.10.1. Map Source.

Este software es utilizado para ubicar los puntos más importantes que se puedan localizar en el lugar a realizar nuestro proyecto de agua potable (caminos o cualquier vía de acceso a la zona, la existencia de fuentes donde se abastezcan o pueda abastecerse la población, la ubicación de escuelas, centro de salud, casas, entre otros)

Una vez levantados los datos en campo se descargan los puntos a la computadora, para obtener las coordenadas de cada uno de ellos, para posteriormente pasarlos en AutoCAD que también es una herramienta necesaria para este tipo de diseño.

2.10.2. AutoCAD.

AutoCAD está orientado a la producción de planos, empleando para ellos los recursos tradicionales de grafismo en el dibujo como color, grosor de las líneas y texturas tramadas.

Para el diseño de agua potable AutoCAD juega un papel muy importante, ya que es una herramienta que servirá para la realización de los planos, en los cuales se expresan las líneas de conducción y distribución con las coordenadas de cada punto levantado en campo y sus longitudes. Luego de haber diseñado el plano en dicho software se procederá a trabajar con el programa EPANET. (Mauricio, 2001)

2.10.3. Epanet.

Epanet es un programa de ordenador que realiza simulaciones en periodos prolongados del comportamiento hidráulico y la calidad del agua en redes de suministro a presión. Una red puede estar constituida por tubería, nudos, bombas, válvulas y depósitos de almacenamientos (tanques).

Epanet efectúa un seguimiento de la evolución de los caudales en tubería, las presiones en los nudos, los niveles en los depósitos y la concentración de las especies químicas presentes en el agua, a lo largo del periodo de simulación sincretizando en múltiples intervalos de tiempo. Además de la concentración de las distintas especies, pueden también simular el tiempo de permanencia del agua en la red y su procedencia desde las diversas fuentes de suministro.

Epanet se ha concebido como una herramienta de investigación para mejorar nuestro conocimiento sobre el avance y destino final de las diversas fuentes del suministro transportadas por el agua, esta discurre por la red de distribución.

Entre su diferente aplicación puede citarse el diseño de programas de muestreo, la calibración de un modelo hidráulico, el análisis del cloro residual, o la evaluación de las dosis totales suministradas a un abonado. Epanet puede resultar también de ayuda para evaluar diferentes estrategias de gestión dirigidas a mejorar la calidad del agua a lo largo del sistema. Entre estas pueden citarse:

- Alternar la toma de agua desde diversas fuentes de suministro.
- Modificar el régimen de bombeo, de llenado y vaciado de los depósitos.
- Implantar estaciones de tratamiento secundario, tales como estaciones de cloración o depósitos intermedios.
- Establecer planes de limpieza y reposición de tuberías.

Epanet proporciona un entorno integrado bajo Windows, para la edición de los datos de entrada de red, la realización de simulaciones hidráulicas y de la calidad de agua y la visualización de resultados en una amplia variedad de formatos. Entre estos se incluyen mapas de la red codificados por colores, tablas numéricas, gráficas de evolución y mapas de isolineas.

2.11. Estructura de costos del sistema de abastecimiento.

Un sistema de agua potable es planeado, diseñado, construido y operado con el propósito de satisfacer las necesidades de agua de una población. Por lo tanto, en cada una de las etapas ya sean de construcción y/o operación deben cuantificarse a una estructura de costos general y particular. La misma incorpora, materiales, equipos, estudios, mano de obra, análisis de agua, gastos legales, impuestos, topografía, perforaciones de pozos, prueba de bombeo, etc.

Todos estos componentes serán posteriormente cotizados por los encargados del proyecto, incluyéndose los costos generados por aportes de la mano de obra comunitaria.

2.12. Hidrogeología de la zona de estudio.

La hidrogeología puede considerarse como una ciencia especializada que combina elementos de la geología, hidrología y mecánica de fluidos. La geología rige la ocurrencia y distribución de las aguas subterráneas; la hidrología el suministro de aguas al subsuelo, y la mecánica de fluido que explica el movimiento de estas.

2.12.1. Geomorfología Regional.

El municipio de Granada pertenece a la región de formaciones volcánicas; algunos

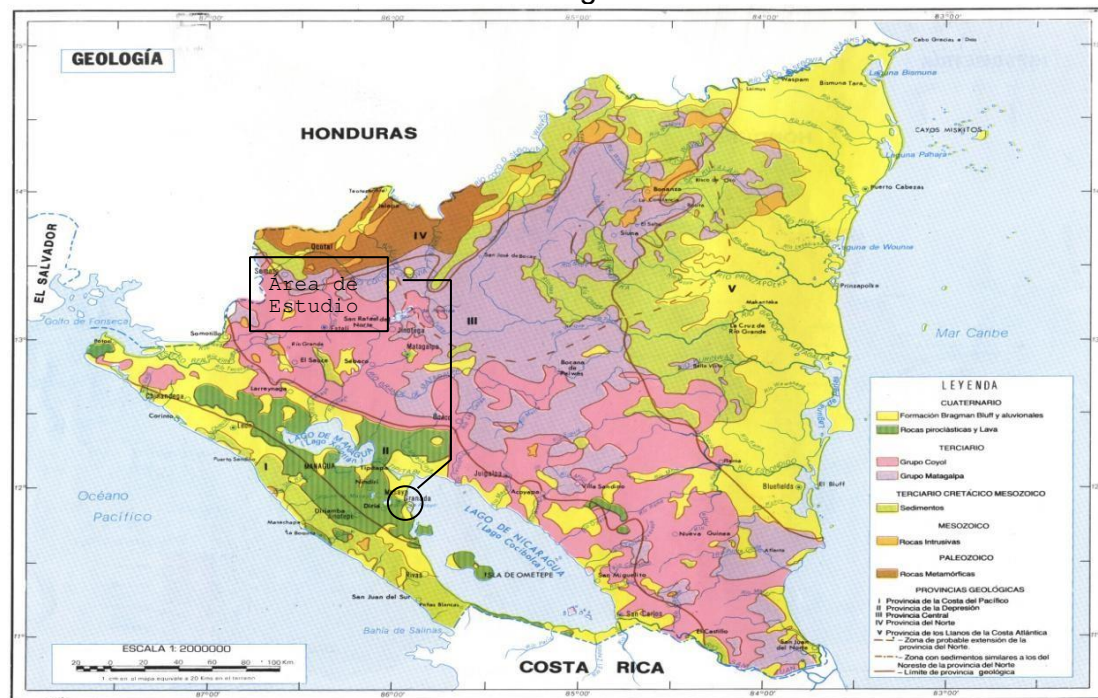
de éstos han quedado aparentemente dormidos como el Mombacho situado al sur del Municipio siendo la que predomina en el departamento. En el caso de La Laguna de Apoyo, ésta es producto de una erupción volcánica. La parte norte del municipio son tierras bajas y planas sujetas a inundaciones. (Gonzalez Arias, 2012)

El área de estudio está localizada dentro de la provincia Geomorfológica conocida como provincia geológica del Graben o Depresión Nicaragüense. Ella

se extiende en dirección NO, desde el Golfo de Fonseca hasta la frontera con Costa Rica, encajada en las dos estructuras más elevadas el anticlinal de Rivas por el Oeste y las tierras Altas del Interior por el Este (véase figura no. 1 Provincias de Nicaragua). (Gonzalez Arias, 2012)

El graben se encuentra limitado por dos sistemas de fallas de rumbo NO-SE y su origen está relacionado a la actividad volcánica, a la fosa mesoamericana y al movimiento de las placas de Coco y Caribe (Gonzalez Arias, 2012).

Figura 1 Provincias Geológicas de Nicaragua



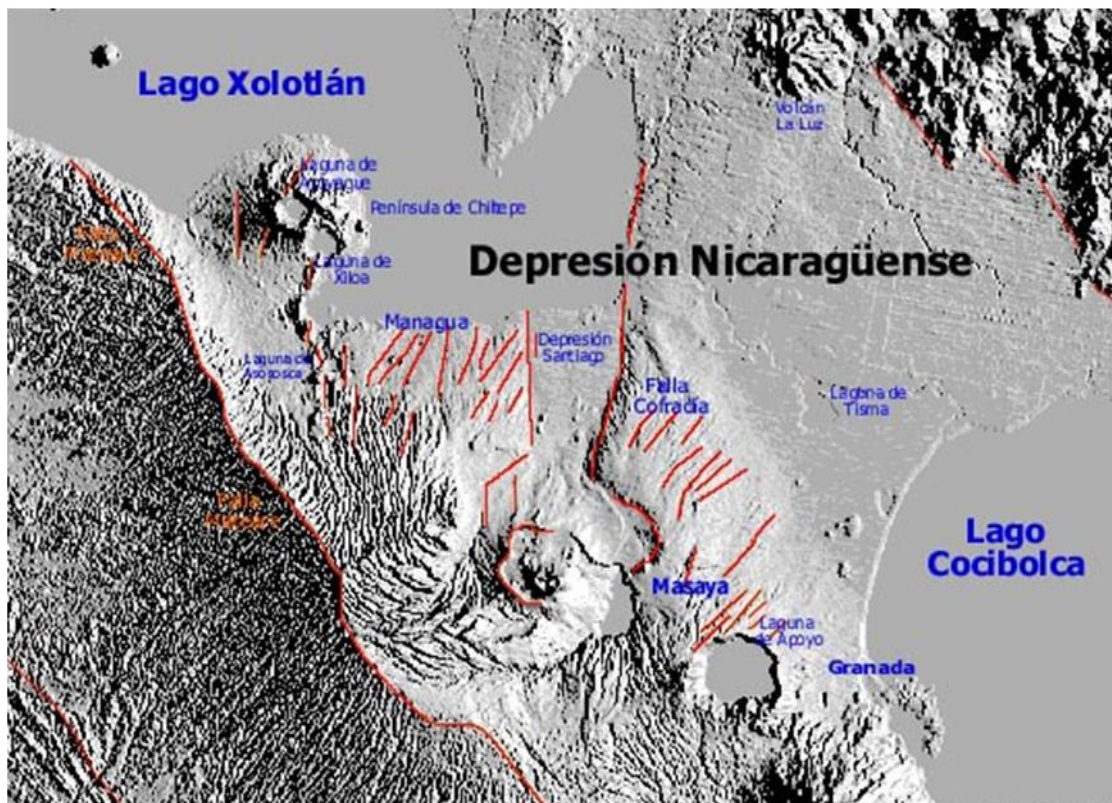
Fuente: INETER.

La depresión se encuentra rellena con depósitos piro clásticos y aluvionales, la cadena volcánica reciente, parcialmente activa la atraviesa desde el NO hasta el SE. Los dos grandes lagos (lago de Managua y Nicaragua), originados por la estructura geomorfológica del graben, hoy ocupan el 40 % de la depresión. (Véase fig. No.2, Marco Geotectónico de Granada y alrededores)

El relleno de la depresión proviene de la erosión de las estructuras marginales arriba mencionadas y de los depósitos de origen volcánico como lapillis, cenizas, polvo volcánico y lavas. Como consecuencia de la actividad volcánica, una parte del anticlinal de Rivas quedó cubierta en la zona de Carazo-Masaya por sedimentos piro clástico y lavas que constituyen actualmente la zona de las cuestas de Diriamba y la meseta de Carazo.

Los principales fallamientos del Graben de Nicaragua ocurren paralelamente a la costa del Pacífico. Sin embargo, hay algunas estructuras importantes, como las fallas de Nejapa y Tipitapa, que tienen orientación Norte-Sur y forman el llamado Graben de Managua.

Figura 2 Marco Geotécnico de Granada y alrededores



Fuente: INETER.

2.12.2. Geomorfología Local.

De los antecedentes geomorfológicos antes expuestos, se desprende que el área del anexo a la comunidad La Playita y sus alrededores más inmediatos pertenecen a la provincia geomorfológica conocida como Provincia Geológica de Graben o depresión nicaragüense, estas son de origen predominantemente cuaternario, donde las elevaciones oscilan entre los 31 y 50 msnm, relativamente el terreno es bastante plano.

Los principales elementos geomorfológicos del área estudiada y su entorno son los siguientes:

a. El lago de Nicaragua

El lago cubre una superficie de 8,270 km². Su profundidad máxima es de 70 m, siendo 13 m el promedio. El lago ocupa la parte más hundida de la depresión nicaragüense. Su forma es aproximadamente elíptica, sus dimensiones máximas son 163 km de largo y 74 km de ancho. La superficie del agua se encuentra a una elevación de aproximadamente 31 msnm.

b. La caldera de Apoyo:

La caldera (o laguna) de Apoyo se encuentra a unos 5 km al oeste de la ciudad de Granada. Estructuralmente, es una caldera de explosión con hundimiento posterior. La caldera tiene forma casi circular y un diámetro aproximado de 5 km; su fondo está ocupado por la laguna del mismo nombre. Su espejo de agua cubre unos 21.8 km² y se halla a una elevación de 72 msnm. Las paredes de la caldera son casi verticales y alcanzan alturas de 220 a 300 m. La caldera está integrada por lavas y piro clastos, predominando los piro clastos pumíticos. La caldera de Apoyo ha tenido una actividad volcánica intensa de tipo explosivo.

C. El volcán Mombacho

El volcán se localiza a unos 8 km al sur de la ciudad de Granada.

Estructuralmente es un estratovolcán cuya elevación máxima alcanza los 1,335 msnm. A la fecha está inactivo. Lo más llamativo en el macizo volcánico es la depresión alargada que se encuentra en el flanco noreste originada por el deslizamiento de una masa rocosa que dio origen al promontorio rocoso que, a manera de abanico, se aprecia al pie del volcán. El promontorio rocoso, en su prolongación hacia el noreste, se introduce en el Lago de Nicaragua, dando origen a más o menos 380 islas (Isletas de Granada). El volcán en su cúspide presenta dos pequeños cráteres, localizados al borde de una caldera de más o menos 2 km de diámetro. Al pie del flanco noroeste del volcán se aprecian dos pequeños conos de escoria y tres cráteres de explosión, éstos últimos dispuestos en un mismo alineamiento. Las cimas y las faldas de este volcán están cubiertas de bosques.

d. La llanura volcánica

La llanura volcánica de Granada se extiende en el occidente, hasta el borde oriental de la Caldera de Apoyo. Hacia el norte, se extiende hasta la planicie de Tisma, en el este alcanza las costas del lago de Managua y al sur llega hasta el pie de las faldas septentrionales del volcán Mombacho. Generalmente, la superficie del terreno desciende suavemente de oeste a este, en dirección al lago. El origen del relieve topográfico de la llanura volcánica de Granada está relacionado con la subsidencia de la depresión nicaragüense y corresponde al tipo de llanura vulcano-lacustre-aluvial que está parcialmente controlado por lineamientos tectónicos. Las elevaciones topográficas varían entre 31 msnm (inmediaciones de la orilla del lago) y 200 msnm (flancos occidentales del complejo volcánico Apoyo). La llanura está surcada por una red densa de quebradas intermitentes de régimen pluvial y de corto recorrido que drenan las faldas orientales del complejo volcánico de Apoyo y las faldas septentrionales del volcán Mombacho y descargan sus aguas en el lago de Nicaragua. La morfología natural de la llanura ha sido modificada por las terrazas construidas para fines agrícolas. En la llanura volcánica destacan el pequeño mar o centro

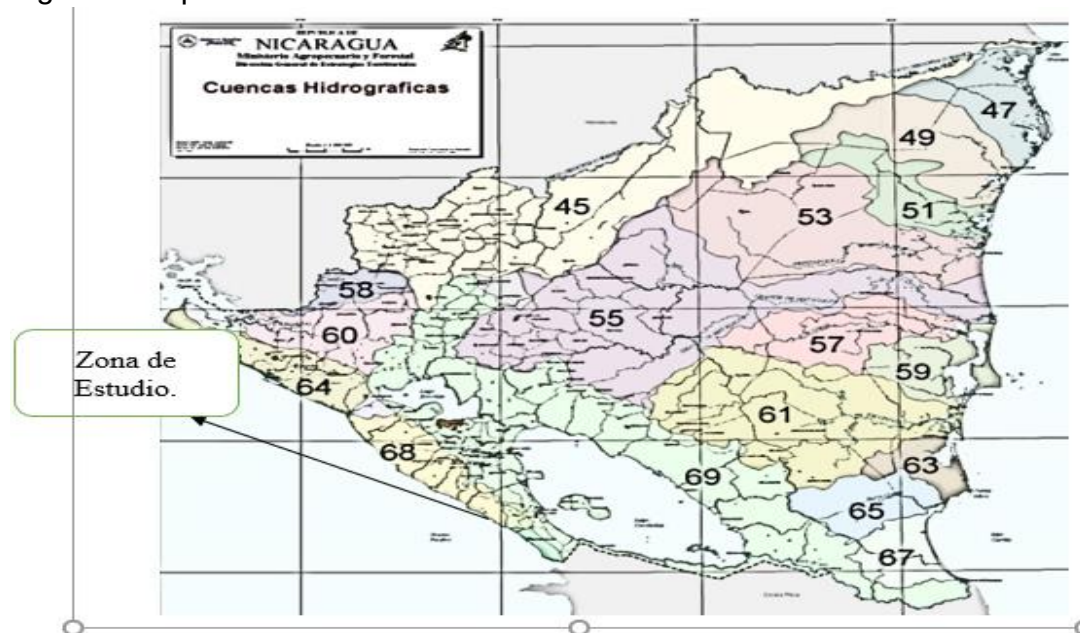
explosivo La Joya y el domo de Posintepe. (Gonzalez Arias, 2012).

2.13. Hidrología superficial y subterránea.

2.13.1.Hidrología Superficial.

El drenaje superficial del área de interés se efectúa a través de algunos pequeños cauces o quebradas de caudal intermitente, dado que, en la época seca, reducen su caudal considerablemente hasta desaparecer totalmente. El área de este anexo a la comunidad La Playita se localiza dentro de la cuenca hidrográfica n° 69, Río San Juan 29,824 Km², una de las cuencas más grandes de Nicaragua (ver fig. No. 3).

Figura 3 Mapa de Cuencas



Fuente: INETER.

2.13.2.Hidrología Subterránea.

2.13.2.1. Origen, ocurrencia, niveles y movimiento del agua subterránea.

Según estudio hidrogeológico realizado por el Ing. Horacio González en la zona

y comunidades vecinas a la misma, el escurrimiento de las aguas subterráneas con respecto al nivel del terreno es variable, ya que las mayores profundidades se presentan al principio en las zonas altas y las menores en las zonas bajas.

El agua subterránea se encuentra almacenada en los espacios de intersticios o intergranulares de los depósitos Cuaternario y Terciarios y en las grietas, fracturas y fallas, aún abiertas que afectan a los conglomerados, tobas, flujos de lodo y lavas fracturadas o agrietadas. (Véase figura No.4).

En las cercanías del lago de Nicaragua el nivel de agua subterránea en relación con el nivel del terreno se encuentra cerca de la superficie del mismo. En cambio, en las vecindades de los bordes de La Caldera de Apoyo y faldas del volcán Mombacho alcanza profundidades de hasta 120 m.

La dirección principal del flujo es de Oeste a Este hacia el Lago de Nicaragua, en el área de interés la dirección del agua subterránea es de Suroeste a Noreste, El agua subterránea sale de llanura volcánica y fluye hacia el Lago de Nicaragua bajo un gradiente natural de 0.003.

Los pozos localizados a orillas del Lago de Nicaragua muestran fluctuaciones cíclicas anuales de 1.2 a 2.0 m. El ascenso del nivel del agua inicia a finales de mayo o a mediados de junio, para alcanzar su nivel máximo a fines de noviembre.

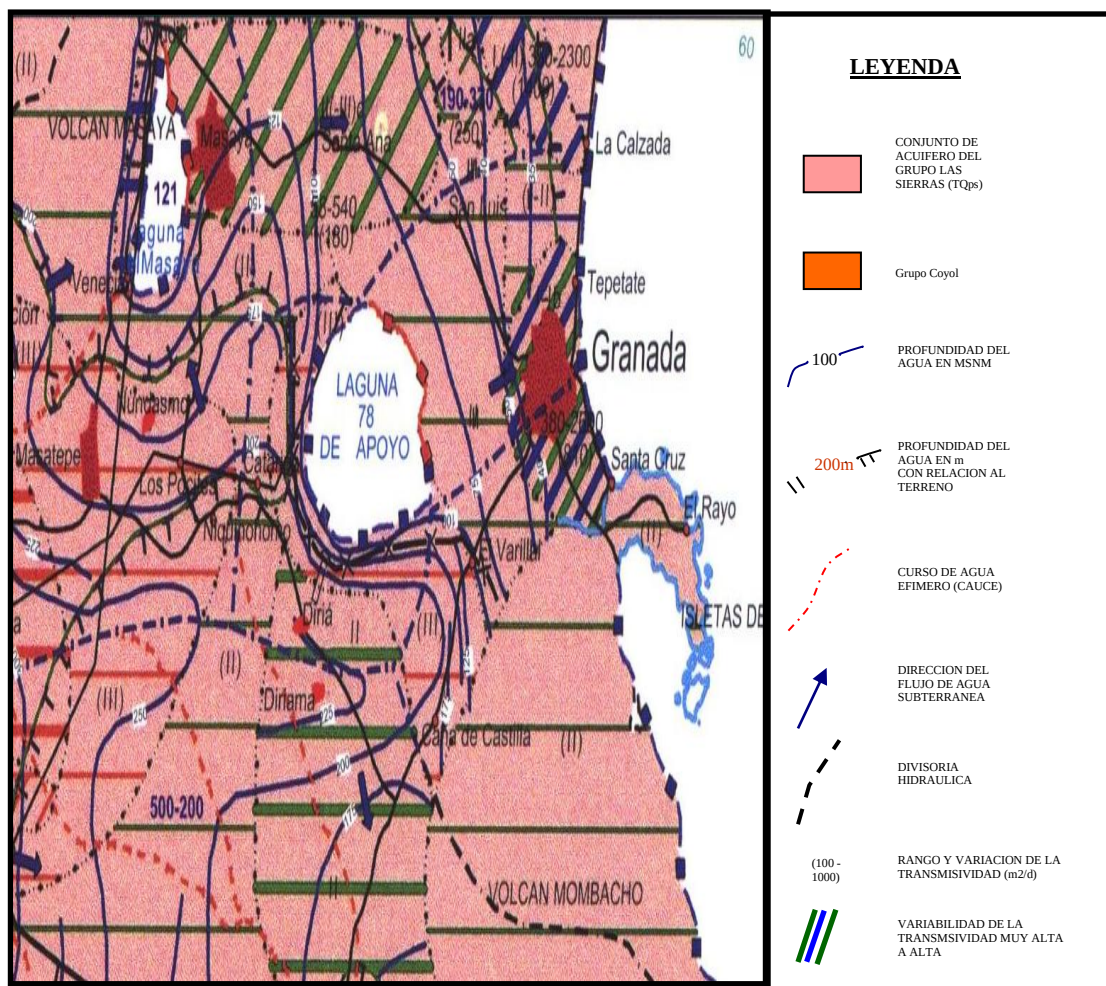
Los pozos con niveles de saturación a 20 m de profundidad presentan fluctuaciones entre 0.7 y 1.2 m, ellos empiezan a ascender en el mes de julio y alcanzan el punto máximo en la primera quincena de febrero.

Los pozos con profundidades del nivel de saturación entre 20 y 60 m registran

ascensos con una ligera fluctuación cíclica o se mantienen. Los niveles en pozos con profundidades del nivel de saturación de 60 m o más se mantienen constantes. (Gonzalez Arias, 2012)

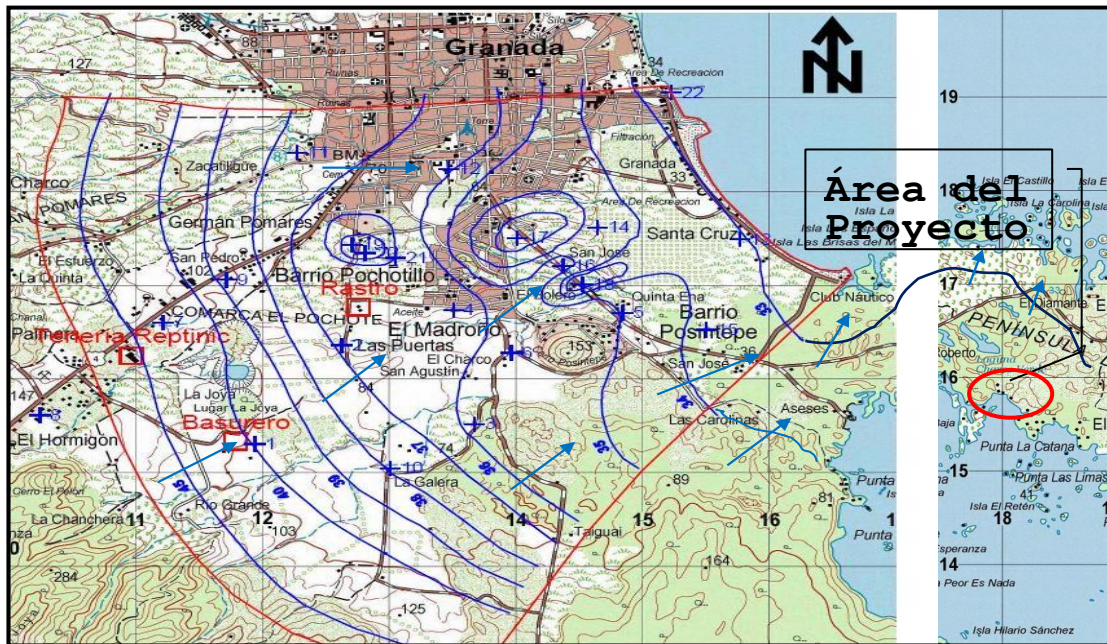
Sobre la base de medidas de niveles piezométrica hechas en junio 2011, se elaboró un mapa de isofreáticas. De este mapa se puede deducir que la dirección de flujo del agua subterránea es generalmente del oeste al este, es decir hacia el Lago de Nicaragua. En la mayor parte de la zona estudiada, se trata de un acuífero libre. (Ver fig. No.5).

Figura 4 Mapa Hidrogeológico del acuífero de Granada



Fuente: INETER-COSUDE, 1998

Figura 5 Mapa de Isofreáticas del acuífero de Granada



Fuente: INETER.

2.14. Estudio de pozos existentes en la zona.

En poligonal con un área promedio de 5 km² se localizan las comunidades de El Diamante y La Playita. En estas se comprobó la ubicación de pozos perforados con máquina y otros excavados a mano. Sin embargo, este anexo debido a que su formación es reciente no cuenta con pozos en el mismo.

En el sector Este de la comunidad El Diamante ubicada a 2 km de distancia de este anexo, se localizaron pozos perforados con maquinaria los cuales no presentan disponibilidad para abastecimiento debido a la mala calidad de agua que de ahí se extrae, de la misma manera en esta se ubican pozos excavados a mano que igual que en el caso anterior presentan condiciones desfavorables para consumo humano.

Por otro lado, en la comunidad La Playita a 1 km de distancia de El Diamante se ubica una batería de pozos perforado a máquina, los cuales abastecen a las

comunidades antes mencionadas por medio de puestos de agua y conexiones domiciliarias a ambas; se comprobó mediante análisis de agua practicados a los mismos que esta agua es apta para consumo humano.

Este anexo a la Playita como tal, desde su formación la población se abastece directamente de agua del lago de Nicaragua; siendo esta de muy mala calidad ya que no cuenta con su tratamiento adecuado y desinfección.

De uno de los pozos ubicados en la comunidad La Playita se pretende ceder la cantidad de agua necesaria para este anexo mediante la creación de un sistema de abastecimiento a los mismos, solicitándole a los miembros del CAP's su aprobación de este, para que puedan gozar de este tan vital e importante recurso.

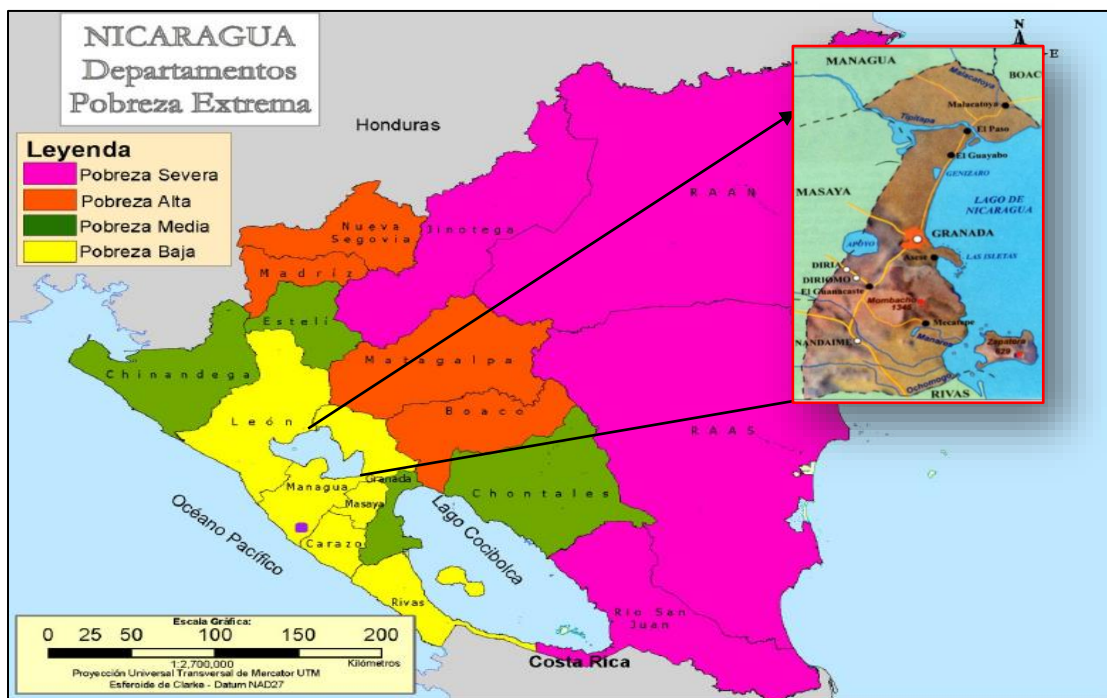
Capítulo.3: Diseño Metodológico

3.1. Localización.

El Diseño del Sistema de abastecimiento de agua potable se llevó a cabo en el anexo formado recientemente a la comunidad “La Playita” la cual se localiza a orillas del lago Cocibolca en el departamento de Granada, cuyas coordenadas están entre 11° 55' de latitud norte y 86° 57' de longitud oeste, a una altura de 31-50 msnm.

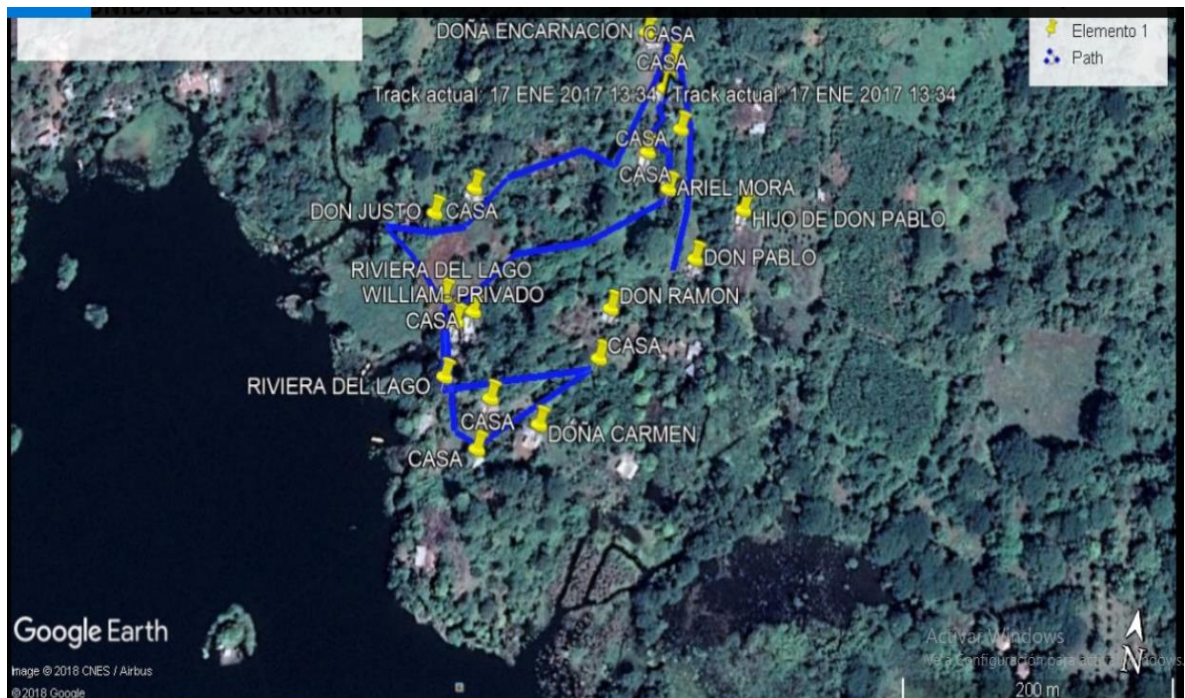
Este anexo se localiza a 2 km aproximadamente al este del puerto Asese, las vías de acceso a este son: desde la ciudad de Granada por medio de la carretera pavimentada se llega al centro turístico de las playas del lago de Nicaragua continuando el camino hacia el puerto de aquí se llega por medio de lanchas, también por medio de la carretera de macadán, hasta la comunidad El Diamante, luego se toma camino hacia el suroeste en un tramo de 1 km este camino se encuentra en buenas condiciones.

Figura 6 Macro Localización del Proyecto



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 7 Micro localización del anexo I La Playita, departamento de Granada



Fuente: Elaboración Propia.

3.2. Condiciones climáticas:

3.2.1. Clima y precipitaciones.

Según los datos de la estación meteorológica de INETER, los niveles promedio mensuales máximos de precipitaciones se registran en los meses de septiembre y octubre con valores que oscilan de los 269 a los 442 mm por mes.

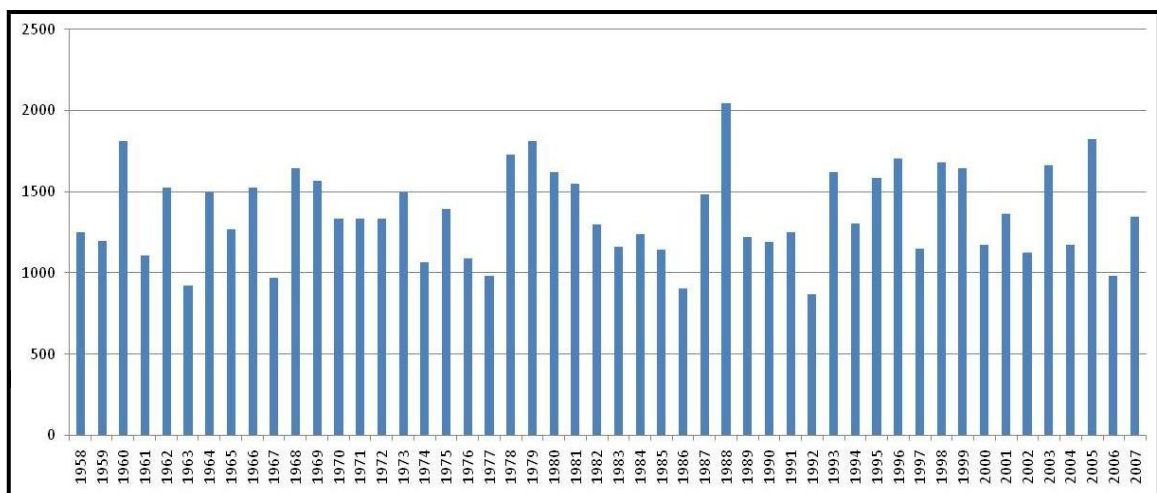
El promedio de la precipitación anual en la ciudad de Granada y sus alrededores es de 1459.25 mm /año. Presenta variaciones entre 924 mm (1963) y 2,048 mm (1988)

Las características climáticas del municipio de GRANADA en donde se encuentra ubicada La Comunidad en estudio se definen como semi – húmedo (Sabana

Tropical). La temperatura es casi uniforme todo el año siendo un valor medio anual de 27.5°C. Las mayores temperaturas se registran en el mes de abril con 36°C y las menores en el mes de junio con 28°C.

Los vientos predominantes son los Alisios los cuales soplan en dirección este-oeste con valores medios mensuales de velocidades que oscilan entre 2.5m/s y 6.1m/s siendo 3.9m/s la velocidad media mensual.

Figura 8 Grafico del registro histórico de las precipitaciones registradas en la estación de INAA del departamento de Granada.



Fuente: INETER.

3.3. Métodos:

3.3.1. Metodología para el primer objetivo específico:

- Elaborar un censo para la determinación de los estadios sociales de la población mediante encuestas y entrevistas.

Se efectuó visitas al sitio, con el fin de realizar un reconocimiento visual del área del proyecto, ubicación de puntos más altos en la comunidad, vías de acceso, ubicación de las casas, entre otros. Posteriormente se realizó el censo casa a

casa llenando ficha censal por jefes de cada familia, donde se destacaban miembros de familia en cantidad, por sexo, por edad, nivel escolar y condiciones sociales, paralelamente las ubicaciones de las casas se georreferenciaban con el objetivo de poder representarlas en un plano bidimensional. (Véase a continuación ficha censal utilizada en el proyecto)

FICHA DE INFORMACIÓN BÁSICA

NOMBRE DEL ENCUESTADOR: _____ NO.
ENCUESTA: _____

I. INFORMACIÓN GENERAL:

1. Municipio:
 2. GPS/CASA: _____
 3. Nombre Comarca: _____ Población: ☐
Dispersa ☐ Concentrada
Nombre Barrio: _____
 4. Punto de encuentro en la comarca o el barrio:

 5. Nombre Jefe Familia / Vivienda:

 6. Nombre de la Persona Entrevistada:

 7. No. Familias/ vivienda _____
 8. Elaborar un Censo de la Casa
- Cuadro 6 Conocimiento del grado de escolaridad de los miembros de la comunidad

Nombre	Parentesco	Edad	Sexo		Estudia		Lee		Escribe		Grado de		
			M	F	Si	No	Si	No	Si	No	Primaria	Secundaria	Otros

II. SECTOR CAMINOS Y TRANSPORTE

8. Vías de acceso:

☐ Carretera ⇒ Km _____ Estado: 1 ☐ Bueno 2 ☐ Regular
3 ☐ Malo

☐ Camino de todo tiempo ⇒ Km Estado: 1☐ Bueno 2☐ Regular 3☐ Malo

☐ Camino de verano ⇒ Km _____ Estado: 1☐ Bueno 2☐ Regular
3☐ Malo

☐ Camino de Bestia ➡ Km _____ Estado: 1☐ Bueno 2☐ Regular 3☐ Malo

9. - ☐ Transporte Público: Buses rutas intermunicipales

1 ☐ Funciona bien 2 ☐ Funciona Regular 3 ☐ No existe o no funciona

10. Lugar donde viaja con mayor frecuencia y utiliza transporte colectivo:

11. Cómo valora el costo de transporte a ese lugar

Barato_____costoso_____inaccesible_____accesible_____

III.- SECTOR SALUD

12 ¿Dónde recibe la atención de salud?

1 ☐ En la comunidad 2 ☐ Cerca de la comunidad 3 ☐ Lejos de la comunidad

¿Porqué?

13.- ¿En qué tipo de establecimiento?

Cuadro 7 Conocimiento de estructura de Centro de Salud y personal médico en el área del proyecto

Establecimiento	Cant	Distancia en Km	Estado de la Infraestructura *			Personal médico.							
			B (1)	R (2)	M (3)	Médicos		Enfermeras		Parteras		OTROS	
						H	M	H	M	H	M	H	M
Casa base													
Puesto de salud													
Centro de salud													
Hospital													
Farmacia													
Ninguno													

B= Bueno; R=Regular; M=Malo

14.- Enfermedades más frecuentes en los niños y niñas. (Señalar de la más frecuente a la menos frecuente)

1. _____ 2. _____ 3. _____

15.- Enfermedades más frecuentes en las mujeres. (Señalar de la más frecuente a la menos frecuente)

1. _____ 2. _____ 3. _____

16.- Enfermedades más frecuentes en los hombres. (Señalar de la más frecuente a la menos frecuente)

1. _____ 2. _____ 3. _____

17.- Enfermedades más frecuentes en las personas de la tercera edad. (Señalar de la más frecuentes a la menos frecuentes)

1. _____ 2. _____ 3. _____

18. Cuando fue la última vez que murió una mujer a causa de su embarazo

IV.- SECTOR EDUCACIÓN

19.- Infraestructura básica existente

Hay escuela Preescolar en la comunidad: Si____ No_____

Si la respuesta es No.... A qué distancia está la escuela más cercana

Hay escuela Primaria en la comunidad: Si____ No_____

Si la respuesta es No.... A qué distancia está la escuela más cercana

V.CARACTERÍSTICAS DE LAS VIVIENDAS.

20. Tipo de material en la construcción de la vivienda:

☐ **Techos:** ⇒ tejas: _____; ⇒ nicalit: ____;⇒ paja:_____ ⇒ zinc:_____
Otros: _____

☐ **Paredes:** ⇒ Bloque:____; ⇒ Taquezal: ____;⇒ Adobe: ____; ⇒ Madera:____
_____: ⇒ Minifaldas _____; ⇒ Otros:_____.

☐ **Pisos:** ⇒ tierra: _____ ⇒ cemento:_____ ⇒ ladrillo: _____ ⇒ Otras: _____

☐ Superficie Promedio de la Vivienda:_____⇒ Cantidad de Habitaciones_____

☐ Situación legal de la Vivienda: Propia. _____ Arrendada: _____
Otras: _____

Animales en su Casa	
Tipo	Cuantos
Caballo	
Vaca	
Gallinas	
cerdos	
Pollos	

Otros _____

VI.- AGUA Y SANEAMIENTO

21.- ¿A qué distancia está la fuente más cercana de su hogar? _____

22.- Anotar el tipo de sistema de abastecimiento de agua que existe en la comunidad.

Cuadro 8 Tipo de Sistema de abastecimiento de agua existente en la comunidad

Sistema de Agua	Publico	Domiciliar	Otra forma	Calidad del agua		
				B	R	M
Pozo excavado a mano						
Pozo perforado						
Mini acueducto por gravedad						
Mini acueducto por bombeo eléctrico						
Otro tipo, cuál						

23.- Disposición de las excretas y la Basura (anote si la vivienda cuenta con el servicio).

Cuadro 9 Disposición de las excretas y basuras

Tipo de disposición	Vivienda		Existencia de lugares para la Disposición de Basura.		
	Con servicio	Sin servicio	Disposición de la Basura	Si	No
Alcantarillado			Basurero ilegal		
Letrinas			Basurero Público		
Sumideros.			Entierran la basura		
Otro tipo, cuál			Queman la basura		
			Otra forma, (indique cuál)		

VII.- ACTIVIDAD ECONÓMICA

24.- Principales actividades económicas (anote el # de personas en la familia que se dedica a esa actividad)

Cuadro 10 Principales actividades económicas de los miembros de la comunidad

Actividad Econmica de la Familia	#Miembros de la familia que laboran en ella			Comercializacion		Tipo de Trabajo	
	Mujeres	Hombres	Niños	Comunidad	Afuera	Temporal	Permanente
Agricultura							
Ganaderia							
Apicultura							
Pesca							
Comercio							
Turismo							
Construccion							
Ama de Casa							
Otros							

25. En su comunidad, Qué organismos o instituciones brindan capacitación o asistencia técnica.

_____, _____,

VIII.- ORGANIZACIONES DE LA SOCIEDAD CIVIL

26. - Anote las Organizaciones No Gubernamentales activas en la comunidad.

Cuadro 11 Organizaciones activas no gubernamentales en la comunidad

Organización	Actividad	Nvel de Desempeño				
		Excelente	Muy Bueno	Bueno	Regular	Malo

27. Organizaciones de la comunidad (Participación Ciudadana). Indicar las organizaciones existentes en los caseríos y sus características principales.

Cuadro 12 Participación ciudadana en organizaciones existentes

Tipo de Organización en que participan los miembros de la Familia.	Nombre de la Organización	Número de miembros*			Periodo de las Reuniones**				
		H	M	Total	D	S	Q	M	T
Cooperativa									
GPC									
Política									
Religiosa									
Comité de Padres									
Comité de Agua									
Total									

* H= Hombres, M= Mujeres, ** D= Diarias, S= Semanal, Q= Quincenal, M= Mensual, T= Trimestral

IX.- PROYECTOS.

Proyectos Realizados desde 2007	Proyectos en ejecución

X.- ALIANZAS

29. Tipos de alianzas que existen en su comunidad

- ☐ Entre organizaciones comunitarias
☐ Entre organizaciones comunitarias y el gobierno central
☐ Entre organizaciones comunitarias y ONG
☐ Entre organizaciones comunitarias y la iglesia
☐ Todas las anteriores
☐ Ninguna de las anteriores

XI.- MICROEMPRESAS

30. Desarrolla usted o su familia alguna actividad Micro empresarial o pequeño negocio.

Si _____, No _____, Cual, _____

31. Tiene crédito disponible: Si _____ No _____

32. Si la respuesta fue negativa, ¿necesita su negocio crédito? Si _____ No _____

33. Si la respuesta fue afirmativa, ¿Para qué necesita el crédito?

◇ Ampliar el área física y la oferta de rubros de su negocio _____

◇ Invertir en asistencia técnica _____

◇ Introducir nuevas variedades de productos _____

◇ Otros _____

◇ Todas las anteriores _____

XII. SEGURIDAD CIUDADANA

34. ¿Cuál es el problema de inseguridad en su comunidad?

Observaciones:

La información recaudada en dicha encuesta, posteriormente se analiza estadísticamente en herramientas informáticas tales como el Excel, Google Earth para su ubicación la cual se expresa en el contenido de este documento.

3.3.2. Metodología para el segundo objetivo específico:

- Realizar estudios topográficos e hidráulicos para la determinación de la ubicación de obras y equipos mediante herramientas topográficas y software de simulación hidráulica.

3.3.2.2. Procedimiento para la realización de este objetivo:

Se realizaron levantamientos altimétricos en la zona haciendo uso de nivel topográfico, se usa la metodología de radiación en donde se planta el mismo en una zona en donde se permita tener la mayor visualización de las casas o puntos de interés en la comunidad, para evitar estar cambiando de posición al equipo constantemente.

Se elaboraron formatos para el registro de los datos de campo, los cuales serán analizados para ser cálculos y análisis requeridos en el proyecto. A continuación, se muestran el modelo utilizado en la recopilación de datos topográficos:

Cuadro 13 Recopilación de datos Topográficos

[illegible]

Fuente: Elaboración Propia.

Obtenidos estos datos en campos, se procede a su posterior análisis mediante la realización de una serie de cálculos con ayuda de programas tecnológicos y especializados tales como: Excel para el análisis de perfiles del terreno, Auto Cad para la elaboración de planos de los trazados de las líneas de conducción y red de distribución.

Para el análisis Hidráulico se utiliza el Software EPANET, donde se efectúan simulaciones hidráulicas utilizándose la fórmula de Hazen Williams en la red de distribución del Diseño del sistema de abastecimiento, tomándose en cuenta cota topográfica y de ubicación del tanque, posición topográfica de casas,

elevaciones del terreno, caudales de circulación por tramo de longitud, diámetros propuestos, distancias de las casas, etc.

3.3.3. Metodología para el tercer objetivo específico:

- Determinar la disponibilidad del recurso y calidad de agua para asegurar el buen funcionamiento del sistema a través de estudios de la zona y análisis de laboratorio al agua.

Se llevó a cabo una prueba de bombeo a la posible fuente de abastecimiento, para conocer si cumplía o no con la demanda del proyecto. En el presente caso esta se efectuó a caudal constante² con nivel piezométrico, en la cual se toman lecturas sobre el descenso del agua del pozo durante cierto periodo de tiempo mientras transcurre el bombeo a la fuente propuesta. Véase anexo No.2 en el cual se muestra los datos recopilados en la prueba de bombeo a la fuente propuesta.

A continuación, se muestran formatos llenados tanto en el descenso como recuperación durante prueba de bombeo realizado al pozo destinado al sistema.

2

Se puede realizar de dos formas: a caudal constante o a caudal variable.

Cuadro 14 Formato utilizado en Prueba de Bombeo (Descenso)

[illegible]

Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro 15 Formato utilizado Prueba de Bombeo (Recuperación)

[illegible]

Fuente: Elaboración Propia.

Dicha prueba tuvo una duración de 8 horas, tiempo durante el cual las variaciones del nivel del agua del pozo fueron insignificativas. Así mismo durante la realización de esta prueba se realizaron mediciones de la conductividad eléctrica del agua en periodos de tiempo determinados.

Cabe señalar que durante la prueba de bombeo se tomaron muestras de agua a la fuente, las cuales fueron depositadas en recipientes limpios debidamente rotulados, estas fueron enviadas a revisión a laboratorios competentes para conocer el estadio de la calidad de las aguas subterráneas del pozo y su posterior tratamiento si fuese necesario.

A continuación, en la fotografía 1 se observa cómo se toman las muestras de agua durante la prueba de bombeo a la fuente

Fotografía 1 Toma de muestra de agua durante prueba de bombeo



Fuente: Elaboración Propia

En la siguiente fotografía podemos observar las muestras de agua debidamente identificadas tomadas de la prueba de bombeo al pozo , las cuales están listas para ser llevadas a su posterior análisis a laboratorios en donde se les demuestre su calidad y grado de potabilización para consumo humano.

Fotografía 2 Muestra de agua debidamente identificada para ser llevada a laboratorio.



Fuente: Elaboración Propia.

3.3 4. Metodología para el cuarto objetivo específico:

- Presupuestar los componentes del sistema de agua potable por medio de costos directos e indirectos en su fase de ejecución.

Para tales propósitos se elaboran tablas técnicas de presupuesto económico de cada una de las obras y componentes a utilizar en la fase de construcción del sistema de agua potable; con el objetivo de contar con una fuente que sustente o que permita cuantificar el financiamiento necesario para la construcción del mismo de acuerdo con sus etapas.

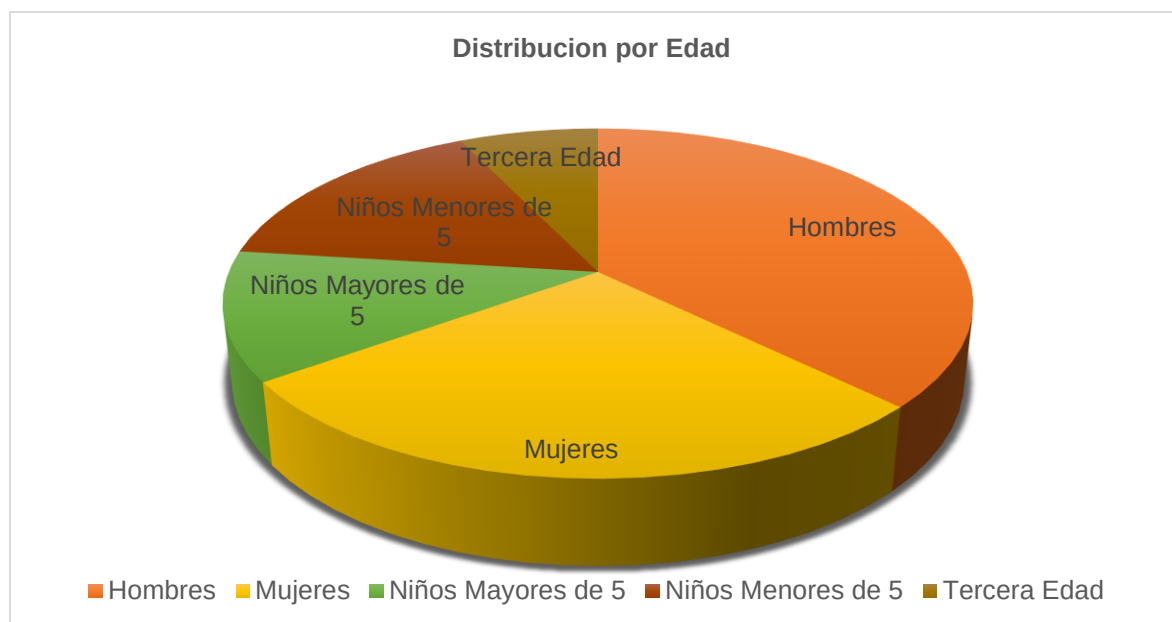
Capítulo 4: Análisis e Interpretación de Resultados

4.1. Aspectos sociales de anexo I La Playita.

4.1.1.Población.

El sector de la población femenina es de 35 mujeres que representan el 27.78%, los varones (47) son el 37.30% de la población total, niños menores de 5 años son 15 (11.91%), mayores de 5 años 20 (15.87) y personas de la tercera edad corresponde un 7.14% (9). Véase gráfico No. 1 respectivamente en donde se muestra la distribución de la población de dicho anexo.

Gráfico 1 Distribución de la población por edad

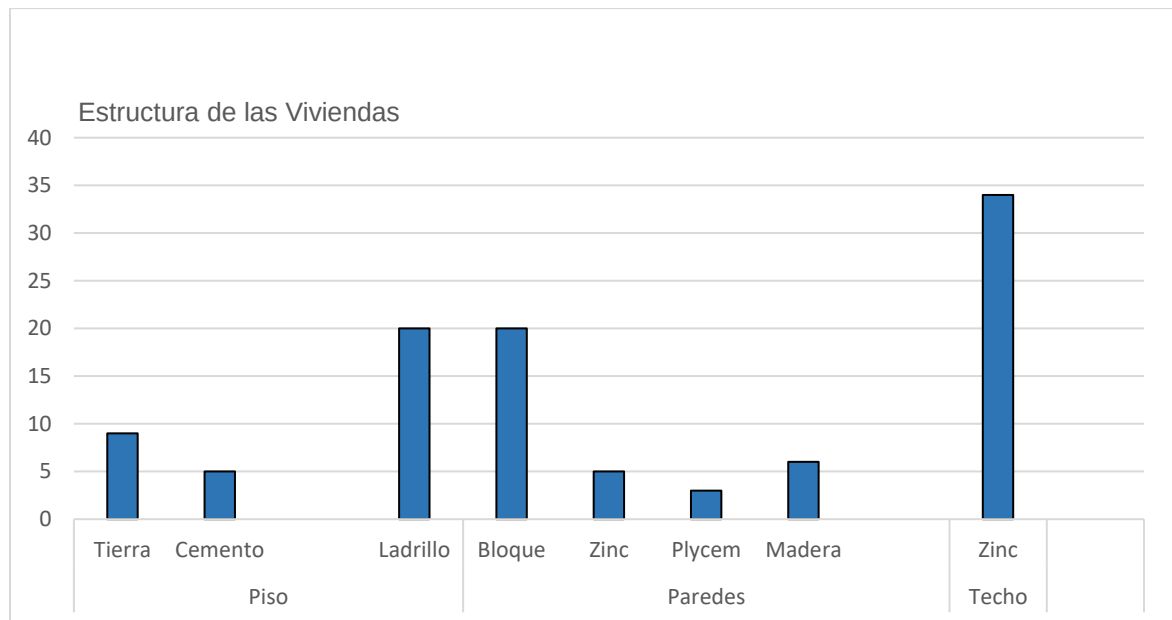


Fuente: Elaboración Propia.

4.1.2. Viviendas:

La mayoría de las estructuras de las casas de este anexo son de minifalda (mitad de bloque y la otra mitad de tabla) y una mínima cantidad son de zinc. Todos los techos de las casas son de zinc. Según se muestra en el gráfico siguiente.

Gráfico 2 Estructura de las Casas (Pisos, Paredes y Techo)



Fuente: Elaboración Propia.

4.1.3.Letrinas.

Toda la población de este anexo cuenta con letrinas, sin embargo, gracias al apoyo de instituciones no gubernamentales se pretende implementar el uso de baños ecológicos en el mismo.

4.1.4.Servicios públicos existentes.

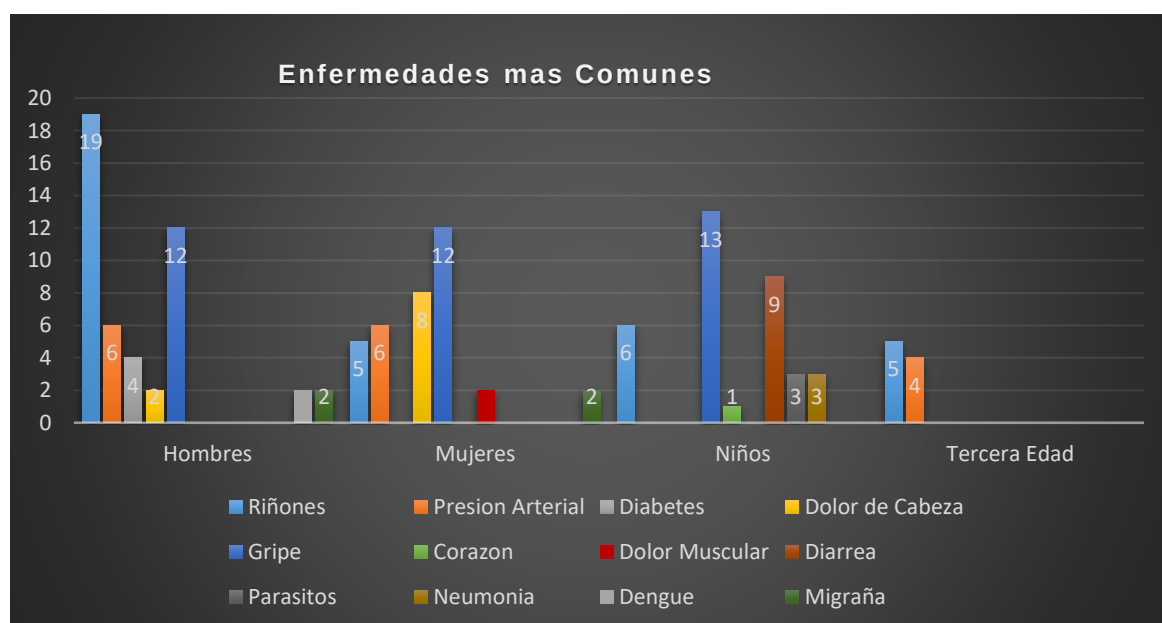
4.1.4.1. Salud.

Debido a la carencia de un servicio de agua potable de calidad, los habitantes de este anexo a la comunidad La Playita presentan incidencia de enfermedades como: gripe, diarrea, entre otras, ocasionadas por parásitos los cuales afectan en su mayoría a los niños, cabe mencionar que la población adulta sufre de infecciones renales, presión arterial y otras enfermedades comunes como dengue y migraña.

Actualmente en el mismo no se cuenta con un centro de salud en la zona, razón por la cual sus habitantes visitan el centro de salud que se encuentra en la comunidad El Diamante cercana a la misma. Sin embargo, en este no existe una atención médica permanente lo que hace que la población asista directamente al centro de salud ubicado en Granada.

Véase a continuación gráfico sobre las enfermedades que afectan a dicho anexo.

Gráfico 3 Tipos de Enfermedades más comunes.



Fuente: Elaboración Propia.

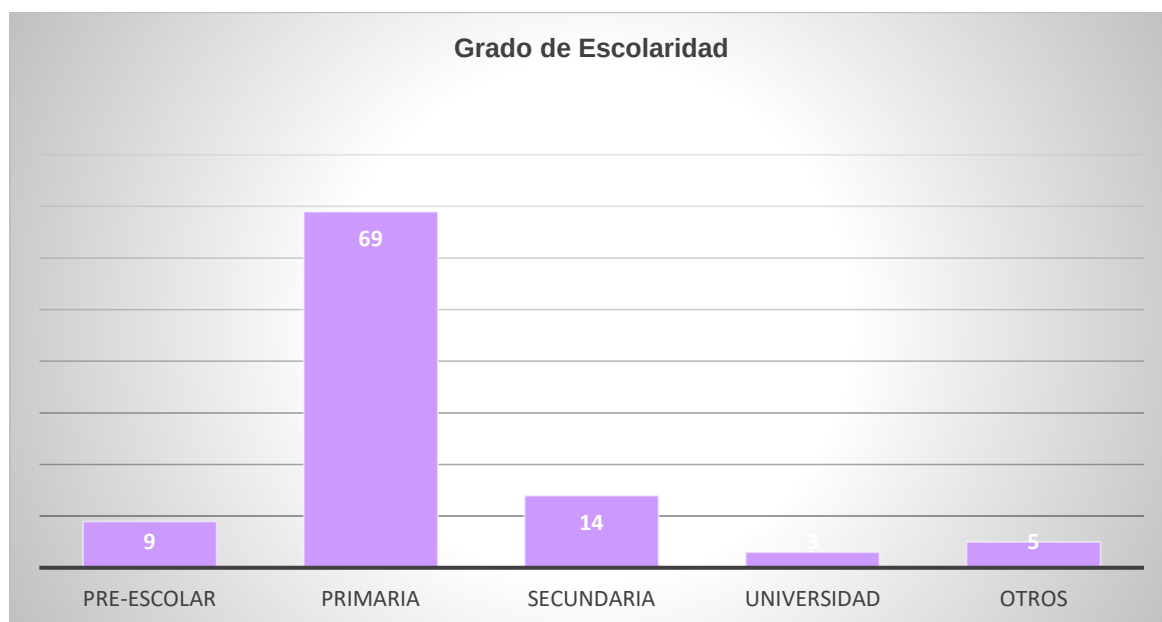
4.1.4.2. Educación.

Al igual que en el sector salud, lo mismo ocurre en la educación ya que no se cuenta con escuelas ubicadas en este anexo, por lo que los niños en edad escolar se transportan a la comunidad El Diamante a recibir dicho servicio.

Cabe destacar que, de los 126 habitantes de este, un 75% poseen un grado de escolaridad (95 personas), donde actualmente cuenta con nivel de pre escolar 7%(9 de ellos), la mayoría cursan o llegaron al nivel básico de primaria

(69 habitantes) que corresponden a el 54%, secundaria (14) 11% y de estas solo 3 personas alcanzaron un nivel técnico superior u otro tipo de estudio superior (3%).

Grafico 4 Grado de Escolaridad.



Fuente: Elaboración Propia.

4.1.4.3. Agua potable.

No cuentan con la existencia de un sistema de agua potable que les llegue hasta sus casas, lo cual hace que se movilicen hasta puestos de agua ubicados en la comunidad El Diamante e inclusive se abastezcan de agua directamente del lago de Nicaragua.

4.1.4.4. Aguas servidas.

En este anexo no se cuenta con este servicio ya que la mayoría de las viviendas cuentan con su propia letrina para realizar sus necesidades fisiológicas.

4.1.4.5. Drenaje pluvial.

Actualmente no se cuenta con el servicio de drenaje pluvial ya que el agua drena

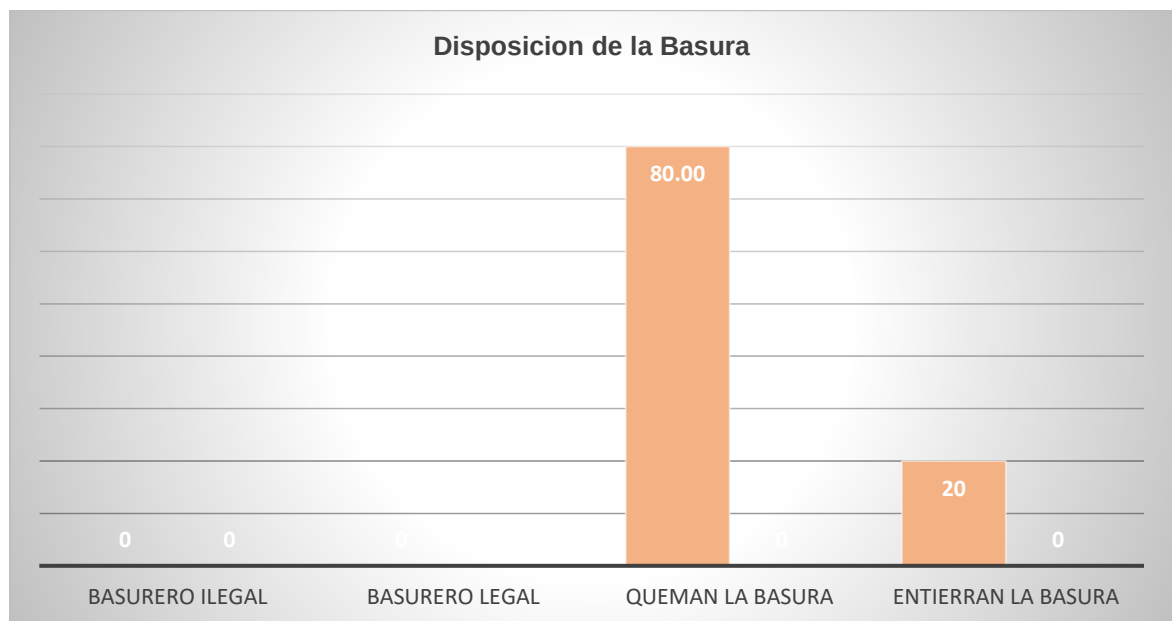
a la parte más baja de la comunidad hacia el lago.

La mayor desventaja que se produce debido a la falta de este servicio es el sin número de enfermedades que acarrearán a la población especialmente a los niños del lugar.

4.1.4.6. Basura.

Más del 80% de la población de esta quema los desechos de basura, mientras que una mínima cantidad de ellos la entierra y utiliza para abono de sus plantas.

Gráfico 5 Disposición de la Basura.



Fuente: Elaboración Propia.

4.1.4.7. Energía eléctrica.

Actualmente no se cuenta con el servicio de energía eléctrica de la red nacional, en la zona; por lo que los habitantes de este anexo se abastecen por medio del uso de paneles solares donados por la asociación ABBA Abastunzi, de procedencia Suiza con fondos no gubernamentales.

4.1.4.8. Transporte.

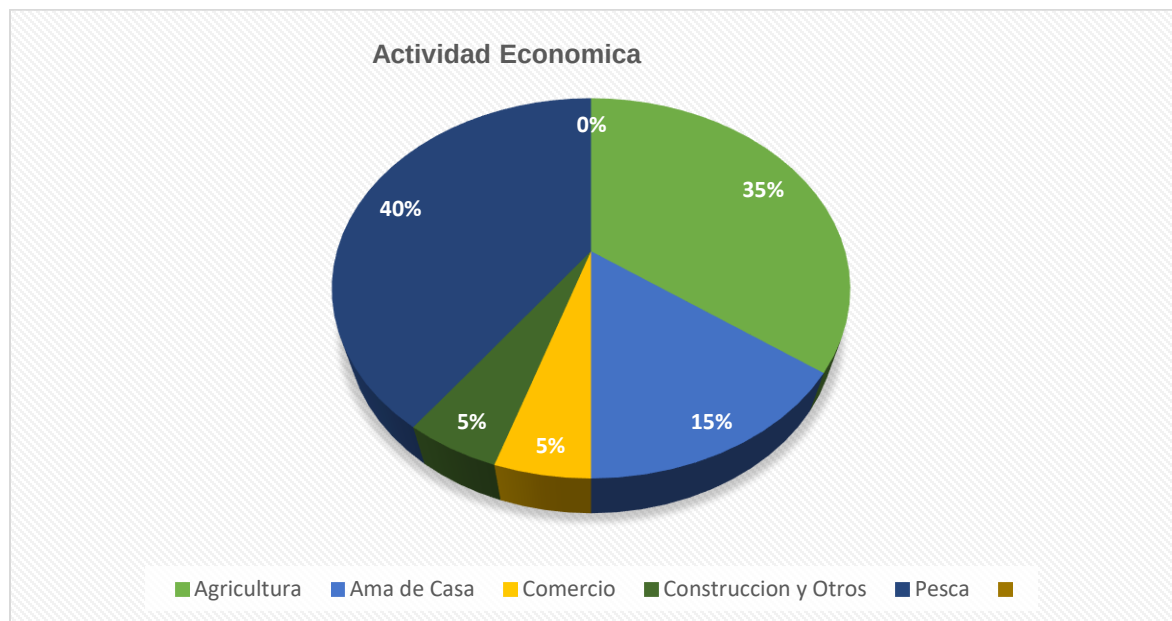
Para el acceso a este anexo no se cuenta con un transporte público que llegue propiamente a dicho lugar, pero si existen autobuses que llegan a comunidad El Diamante, ubicada a una distancia aproximada de 2 km del mismo y de ahí sus habitantes se desplazan en bicicleta o caminando hasta sus casas.

Por otro lado, gracias a la organización e interés de los habitantes de este anexo han mejorado las condiciones del camino lo que permite el acceso de vehículos particulares a esta.

4.2. Aspectos económicos de anexo I La Playita.

La mayoría de sus habitantes se dedica a la agricultura y pesca, los cuales salen a ofrecer sus productos al mercado de Granada, las mujeres de dicho anexo se dedican al cuido de sus hogares y trabajos de campo y una mínima cantidad de la población de este, se trasladan a trabajar en Granada en albañilería u otra actividad.

Gráfico 6 Principales Actividades Económicas del anexo.



Fuente: Elaboración Propia.

4.3. Levantamientos Topográficos.

Realizándose en el proyecto el altimétrico y el planimétrico con nivel topográfico, estadia, plomo, cinta, GPS, brújula; los puntos a analizar e interpretar los resultados se basan en un análisis exhaustivo de longitud de líneas de conducción, diferencia de elevación topográfica de un punto con respecto otro en estudio, relieve del terreno, volúmenes de corte, volúmenes de relleno, zanjeo para instalación de tubería, nueva rasante topográfica de ser requerida, zonas de línea con depresiones y/o elevaciones abruptas, ubicación de válvulas ventosas, obras de fábrica, etc., para el proyecto estos resultados y análisis se destacan en los gráficos siguientes sobre el perfil del terreno en donde corresponderá la instalación de la línea de conducción pozo-tanque y del sistema tanque- red de distribución.

Perfiles del sistema POZO- TANQUE

Grafico 7 Perfil de terreno por ubicación de Línea de Conducción Pozo–Tanque de Almacenamiento.



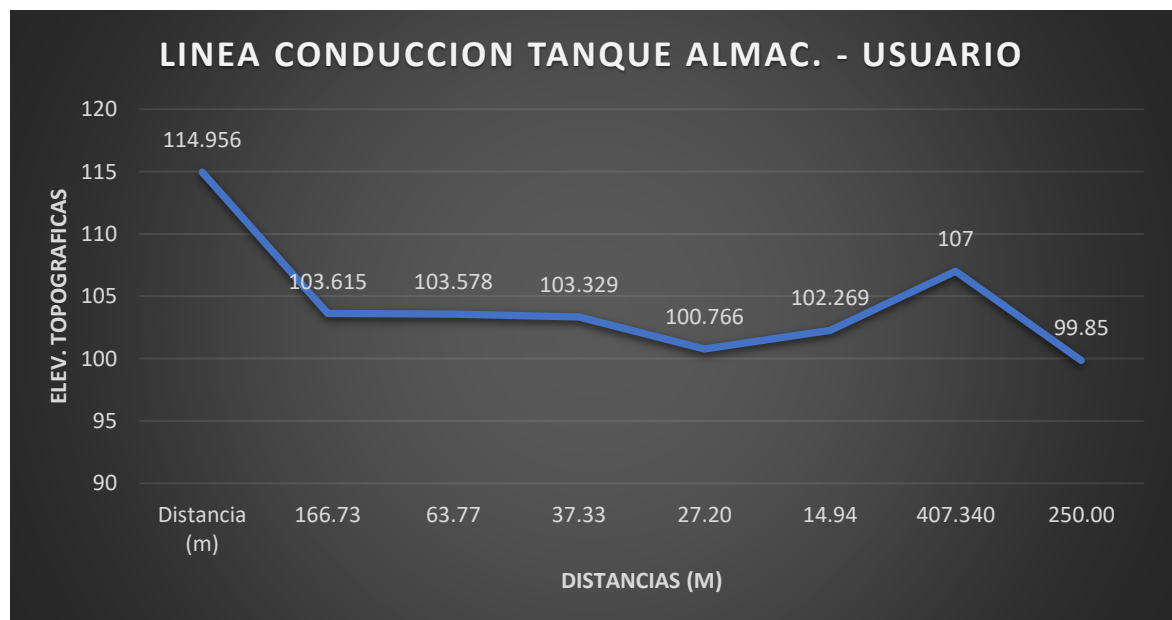
Fuente: Elaboración Propia.

La ubicación de la línea de conducción en perfil de terreno y subterráneo a este inicia en el punto D - 01, sitio donde se encuentra ubicado el pozo propuesto para este sistema y termina en el punto D – 09 lugar de ubicación del tanque de almacenamiento (véase plano 2,anexo 4), con una longitud de 1163.33 metros, la diferencia de elevación de punto D – 01 al punto D - 09 es de 6.319 metros, según el grafico mostrado anteriormente y correspondería a la altura estática a vencer por la unidad de bombeo desde la elevación del pozo a la cota del terreno donde se ubicará el tanque.

En el grafico anterior se aprecia que el relieve del terreno en esta longitud, presenta la característica de tener sobre elevación en tramos cortos , el grafico destaca esta particularidad del punto D – 07 al punto D - 08, esta sobre elevación abrupta y que en su punto más alto es de 110.217 metros; superando en 3.40 metros al punto D -08 y de 2.26 al punto D - 09 (Sitio de ubicación del Tanque de Almacenamiento), esto en el análisis hidráulico deberá prestársele especial atención a las condiciones de trabajo de la línea de conducción, para ello podrán ubicarse válvulas diseñadas hidráulicamente para un trabajo eficiente de la línea de conducción pozo – tanque.

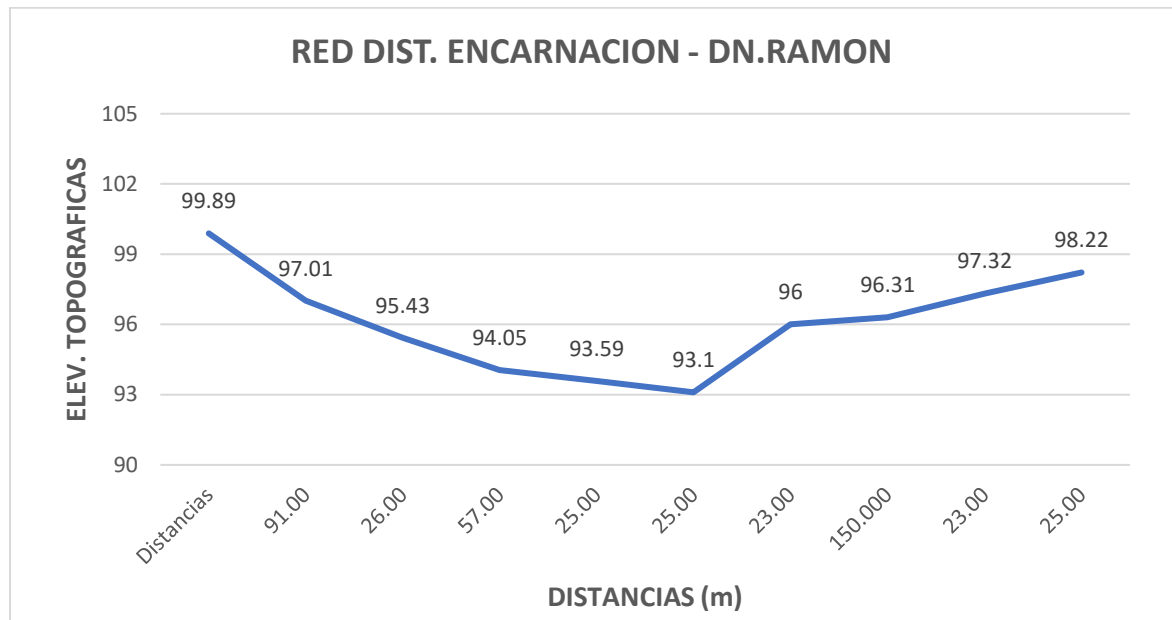
Perfiles del sistema TANQUE - RED DE DISTRIBUCION.

Grafico 8 Perfil del terreno de Red de Distribución Tanque – Portón Verde



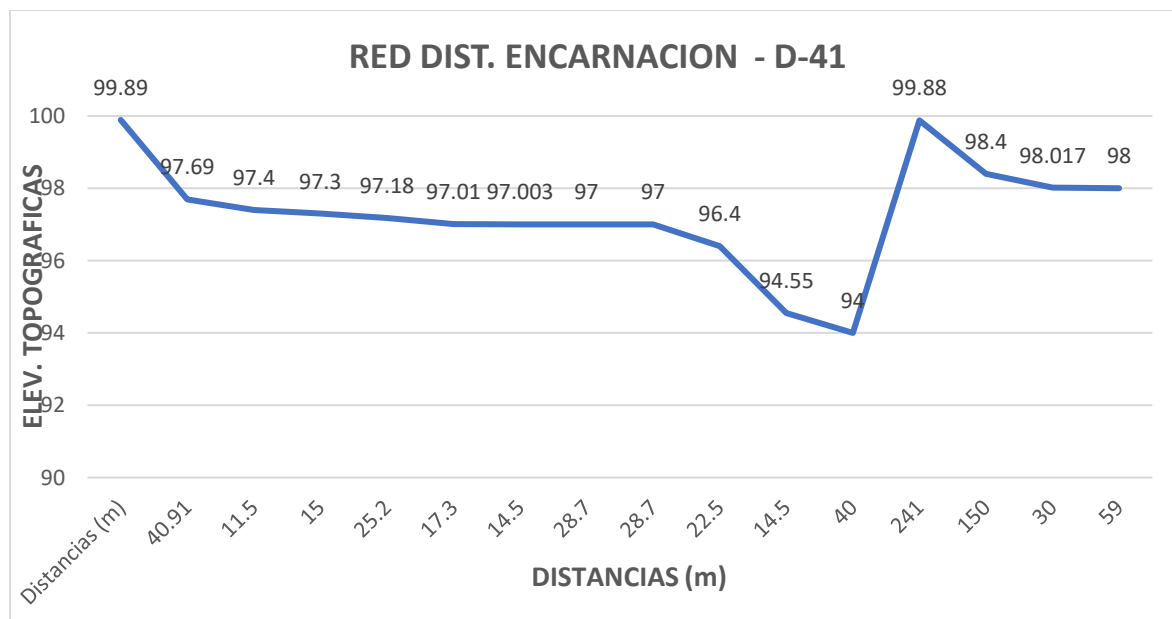
Fuente: Elaboración Propia.

Grafico 9 Perfil del terreno de red de distribución Dña. Encarnación – Don Ramón



Fuente: Elaboración Propia.

Grafico 10 Perfiles del terreno de red de distribución Dña. Encarnación – D - 41



Fuente: Elaboración Propia.

En el proyecto se define un perfil de línea principal de la red de distribución que

se ubica desde el punto D – 01 (pozo) hasta el punto D – 09 (tanque de almacenamiento) (véase gráfico No 9, plano general), quien a su vez este perfil principal se divide en un tramo de longitud de 735.3 metros cuyo tramo es tubería ciega, es decir, sin atención a usuarios y se ubica del tanque (punto D -09) hasta el punto D -17 (casa de Doña Encarnación (véase plano No.4, anexo 4 set de planos), y de ese punto hasta el final de la comunidad se divide en dos líneas principales dentro de la red de distribución, la línea de tubería principal de la casa de Dña. Encarnación hasta la casa D - 26 (Dn. Ramón) con atención directa a 10 usuarios de la red.

Así mismo presenta una línea secundaria la cual brinda atención a unas 16 casas la cual se ubica desde el punto D -17 (casa Dña. Encarnación) y finaliza en el punto D -41.

Las elevaciones topográficas que garantizan las presiones residuales en cada casa y en la red de distribución son las siguientes:

Cuadro 16 Diferencia de elevación Pozo - Tanque y Tanque - Red

Descripción	Elev. Topográfica	Tipo de Línea	Longitud (m)	Dif. Elevación por tramo
Tanque Almacenamiento	107.95	Tub. Ciega	0	
Dña. Encarnación (D15)	99.88	Tub. Ciega	991.31	8.1
Dn. Ramón (D24)	98.22	Perfil Secundario	469	1.66
Casa D-39	98	Perfil Secundario	790.81	1.88

Fuente: Plano General, vista en planta. Elaboración Propia

De acuerdo con lo gráficos antes expuestos y de los resultados presentados en el cuadro 16, se nos presenta una representación del anexo a abastecer,

mostrándonos como es el relieve del terreno tanto de la línea de conducción como de la red de distribución, de la misma manera se observa que en el cuadro 16 la diferencia de elevación entre el sitio de ubicación entre el pozo y el tanque es de 6.32 m, mientras que la diferencia de elevación del tanque a la red de distribución es de 8.1m, lo cual garantiza presiones de trabajo mayores que las mínimas recomendadas por la NTON 09003-99 (5mts la mínima y 50 mts la máxima).

4.4 Diseño geométrico de planos.

Realizándose planos con vista de planta y perfil para el sistema general del proyecto utilizándose para tales efectos herramientas topográficas , GPS, softwares (AutoCAD, Epanet Map Source, Google Earth), programa Excel, donde una vez que estos se encuentran estructurados y procesados en planos x e y permiten analizar puntos e interpretar los resultados los cuales se basan en un análisis exhaustivo de ubicación espacial de casas, caminos existentes, fuentes de agua, pozo, longitud de líneas de conducción, obras mayores y menores , equipos, instalación de tuberías en proyecto, instalación y ubicación de tanque, bases estructurales , torre, BM del proyecto para inicios de fase de construcción, corrida de software Epanet por diseños hidráulicos, etc.

Este set de planos se detalla en anexos 4 y se encuentran con la numeración y leyenda respectiva descrita en cajetín de cada plano desarrollado para el diseño

4.5. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable.

4.5.1. Proyección de la población.

Una vez analizados los datos de la encuesta realizada a este anexo se procedió al procesamiento de los mismo. Este actualmente cuenta con una población inicial de 126 habitantes, la tasa de crecimiento para el mismo es de 3.5% la cual está en el rango establecida según la norma, los cuales nos servirá de referencia para obtener el valor de la proyección futura del mismo.

Para este cálculo, se utilizó la fórmula de proyección geométrica que es la establecida por el INAA en la NTON, así para los primeros 5 años corresponde una proyección de población de 150 habitantes, para 10 años de 178 habitantes, para 15 de 211 habitantes y para la finalización del proyecto, 20 años de 251 habitantes respectivamente. Véase a continuación el procedimiento realizado para el cálculo de la población del sistema:

Aplicando la ecuación 1 expresada en marco teórico se tiene:

$$P_0 = 126 (1 + (3.5/100))^0 = 126 (1) = 126 \text{ hab.}$$

$$P_1 = 126 (1 + (3.5/100))^1 = 126 (1.035) = 130 \text{ hab.}$$

$$P_2 = 126 (1 + (3.5/100))^2 = 126 (1.071) = 135 \text{ hab.}$$

$$P_3 = 126 (1 + (3.5/100))^3 = 126 (1.109) = 140 \text{ hab.}$$

$$P_4 = 126 (1 + (3.5/100))^4 = 126 (1.148) = 145 \text{ hab.}$$

$$P_5 = 126 (1 + (3.5/100))^5 = 126 (1.188) = 150 \text{ hab.}$$

$$P_{10} = 126 (1 + (3.5/100))^{10} = 126 (1.411) = 178 \text{ hab.}$$

$$P_{15} = 126 (1 + (3.5/100))^{15} = 126 (1.675) = 211 \text{ hab.}$$

$$P_{20} = 126 (1 + (3.5/100))^{20} = 126 (1.990) = 251 \text{ hab.}$$

Esto nos da un indicativo que al final del proyecto se incrementará en 125 habitantes los cuales el diseño de la red y la unidad de bombeo podrá ser capaz de suplir esta demanda de agua (Véase cuadro 17)

Cuadro 17 Proyección de la población anexo I La Playita.

No.	Año	Poblacion Base	r (%)	$(1+r)^n$	Pn
0	2020	126	0.035	1.00	126
1	2021	126	0.035	1.04	130
2	2022	126	0.035	1.07	135
3	2023	126	0.035	1.11	140
4	2024	126	0.035	1.15	145
5	2025	126	0.035	1.19	150
6	2026	126	0.035	1.23	155
7	2027	126	0.035	1.27	160
8	2028	126	0.035	1.32	166
9	2029	126	0.035	1.36	172
10	2030	126	0.035	1.41	178
11	2031	126	0.035	1.46	184
12	2032	126	0.035	1.51	190
13	2033	126	0.035	1.56	197
14	2034	126	0.035	1.62	204
15	2035	126	0.035	1.68	211
16	2036	126	0.035	1.73	218
17	2037	126	0.035	1.79	226
18	2038	126	0.035	1.86	234
19	2039	126	0.035	1.92	242
20	2040	126	0.035	1.99	251

Fuente: Elaboración Propia.

4.5.2.Dotación y/o proyección de consumo.

Efectuados los cálculos de la proyección de la población, se proceden a hacer su uso para el cálculo de los consumos de la misma. Cabe recalcar que la

dotación por persona por día fue un dato tomado de la encuesta, este se calculó de acuerdo con el gasto que ellos tenían a diario como: cantidad de agua a tomar al día, el agua que utilizan para su baño, preparación de alimentos, etc.

Proyección de Demanda de Consumo (Consumo Promedio Diario Total, Cálculo del Consumo Máximo Día y Consumo Máxima Hora.)

Ejemplo de Cálculos:

Dotación: 18.5 galones por persona que corresponde a 70 lts por persona por día.

Aplicando las ecuaciones No.2 para el CPDT, ecuación No.3 para el CMD y ecuación No.4 para el cálculo del CMH mencionadas en capítulo 2 se tiene:

$$\begin{aligned} \text{CPDT}_0 &= (126 * 18.5) = (2331)1.20 = \frac{2797\text{Gpd}}{1440\text{min}} = 2\text{Gpm}; \text{CMD} = 2\text{Gpm} * 1.5 \\ &= 3\text{Gpm}; \text{CMH} = 2\text{Gpm} * 2.5 = 5\text{Gpm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{CPDT}_1 &= (130 * 18.5) = (2413)1.20 = \frac{2895\text{Gpd}}{1440\text{min}} = 2\text{Gpm}; \text{CMD} = 2\text{Gpm} * 1.5 \\ &= 3\text{Gpm}; \text{CMH} = 2\text{Gpm} * 2.5 = 5\text{Gpm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{CPDT}_2 &= (135 * 18.5) = (2497)1.20 = \frac{2996\text{Gpd}}{1440\text{min}} = 2\text{Gpm}; \text{CMD} = 2\text{Gpm} * 1.5 \\ &= 3\text{Gpm}; \text{CMH} = 2\text{Gpm} * 2.5 = 5\text{Gpm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{CPDT}_3 &= (140 * 18.5) = (2584)1.20 = \frac{3101\text{Gpd}}{1440\text{min}} = 2\text{Gpm}; \text{CMD} = 2\text{Gpm} * 1.5 \\ &= 3\text{Gpm}; \text{CMH} = 2\text{Gpm} * 2.5 = 5\text{Gpm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{CPDT}_4 &= (145 * 18.5) = (2675)1.20 = \frac{3210\text{Gpd}}{1440\text{min}} = 2\text{Gpm}; \text{CMD} = 2\text{Gpm} * 1.5 \\ &= 3\text{Gpm}; \text{CMH} = 2\text{Gpm} * 2.5 = 5\text{Gpm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{CPDT}_5 &= (150 * 18.5) = (2768)1.20 = \frac{3322\text{Gpd}}{1440\text{min}} = 2\text{Gpm}; \text{CMD} = 2\text{Gpm} * 1.5 \\ &= 3\text{Gpm}; \text{CMH} = 2\text{Gpm} * 2.5 = 5\text{Gpm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{CPDT}_{10} &= (178 * 18.5) = (3288)1.20 = \frac{3946\text{Gpd}}{1440\text{min}} = 3\text{Gpm}; \text{CMD} = 3\text{Gpm} * 1.5 \\ &= 4\text{Gpm}; \text{CMH} = 3\text{Gpm} * 2.5 = 7\text{Gpm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{CPDT}_{15} &= (211 * 18.5) = (3905)1.20 = \frac{4686\text{Gpd}}{1440\text{min}} = 3\text{Gpm}; \text{CMD} = 3\text{Gpm} * 1.5 \\ &= 5\text{Gpm}; \text{CMH} = 3\text{Gpm} * 2.5 = 8\text{Gpm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{CPDT}_{20} &= (251 * 18.5) = (4638)1.20 = \frac{5566\text{Gpd}}{1440\text{min}} = 4\text{Gpm}; \text{CMD} = 4\text{Gpm} * 1.5 \\ &= 6\text{Gpm}; \text{CMH} = 4\text{Gpm} * 2.5 = 10\text{Gpm} \end{aligned}$$

Los resultados de dotación y proyección de consumo están en función de la asignación de agua a los miembros de este anexo según la norma, la cual se valoró para el proyecto en una cantidad de 18.5 GPCPD y una pérdida de agua en el acueducto de 20%

En el cuadro 18, se muestran los resultados del Consumo Promedio Diario (CPD), Consumo Máximo Día (CMD) y Consumo Máximo Hora (CMH) del anexo en estudio; estos se proyectan para el año número 20 del proyecto.

De este cuadro se puede observar que: el Consumo Promedio Diario Total para el año base es de 2 gpm, para el final del periodo de diseño es de 4 gpm.

Así mismo se muestran los valores del Consumo Máximo Día, que al final del

periodo de diseño es de 6 gpm, valor con el cual se determina la capacidad del equipo de bombeo. El Consumo Máximo Hora de este diseño al finalizar su periodo es de 10 gpm, valor a utilizarse para el diseño hidráulico de la red. Para abastecer de manera segura y en cantidad suficiente a todos los habitantes de este anexo.

Cuadro 18 Proyección de consumos anexo I La Playita

Año	Pn	CPD	CPDT		CMD	CMH
			gppd	gpm		
2020	126	2330	2796	2	3	5
2021	130	2411	2894	2	3	5
2022	135	2496	2995	2	3	5
2023	140	2583	3100	2	3	5
2024	145	2673	3208	2	3	6
2025	150	2767	3320	2	3	6
2026	155	2864	3437	2	4	6
2027	160	2964	3557	2	4	6
2028	166	3068	3681	3	4	6
2029	172	3175	3810	3	4	7
2030	178	3286	3944	3	4	7
2031	184	3401	4082	3	4	7
2032	190	3520	4224	3	4	7
2033	197	3644	4372	3	5	8
2034	204	3771	4525	3	5	8
2035	211	3903	4684	3	5	8
2036	218	4040	4848	3	5	8
2037	226	4181	5017	3	5	9
2038	234	4327	5193	4	5	9
2039	242	4479	5375	4	6	9
2040	251	4636	5563	4	6	10

Fuente: Elaboración Propia.

CMD: 4 gpm para diseño de capacidad requerida de la bomba año 10 del proyecto

CMH: 10 gpm Valor a utilizar para diseño de la red en el año 20 del proyecto, este diámetro resultante en tramos de diseño hidráulico de la red es el que se instalara en el año 0 del proyecto

4.5.3. Fuente de Abastecimiento.

La fuente de abastecimiento para este diseño es una batería de pozos perforados con maquina ubicados en la comunidad La Playita, estos pozos pertenecen al CAP's Aguas del Sol; en donde se sostuvieron reuniones con miembros de la directiva de los mismos, en las cuales se acordó que se cederá la cantidad de agua necesaria para abastecer a este, por medio de puestos de agua o conexiones comiciales. El agua destinada a este proyecto se tomará del pozo No.2; a él cual según prueba de bombeo realizada presenta un caudal de explotación de 130 gpm (Véase anexo No.2 de prueba de Bombeo a la fuente de abastecimiento), este se ubica a unos 308.92 m donde se instalará el tanque de almacenamiento para abastecer de agua este anexo, donde sus capacidades en volumen se detallan en los cuadros anteriores.

Dicho pozo se considera que cumple con las condiciones requeridas para abastecer al anexo y garantizar el suministro de agua hasta el final del periodo de diseño.

De acuerdo con pruebas fisicoquímicas realizada a la fuente en Julio de 2013 enviadas a laboratorios DR. BENGOCHEA este no presenta ningún agente contaminante de metales pesados y el grado de potabilidad del agua; esta puede usarse para consumo humano. Véase a continuación dichas pruebas realizadas al pozo:

Ilustración 1 Análisis Fisicoquímico realizada al pozo para potabilidad del agua



LABORATORIOS Médico-Químicos DR. BENGOCHEA, S.A.
Km. 5½ Carretera a Masaya, Managua, Nicaragua. Teléfono: 2277-2145 Fax: 2277-2144
Web: www.labbengoechea.com.ni

LABORATORIO REGISTRADO BAJO EL # 719

pág. 1/2
Julio 13, 2013

Dr. J. Jaime Bengoechea
(University of Michigan)
Director - Gerente

ANALISIS INDUSTRIAL # 16,965

MUESTRA : Agua de Pozo No.2
Lugar de Muestreo: Comunidad La Playita, Granada. Península de Asese
Fecha de toma de muestra: 25/06/2013
Muestra tomada por: Ing. Horacio González
Fecha de Recepción: 25/06/2013 nRef/LB. 36,555
DE : Asociación Sol y Agua Maravilla de la Tierra
ORDEN DE : Ing. Horacio González. Teléf.: 8837-7010

ANALISIS FISICO QUIMICO PARA POTABILIDAD

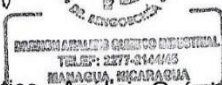
RESULTADOS			METODO SMWW XX ED.	Valores Guías de Potabilidad (O.M.S.)	
				Máxima Aceptable	Máxima Tolerable
pH		7,29 Unidades	1500-pH B	7,0 – 8,5 Unidades	6,5 -9,2 Unidades
Conductividad	25°C	897, µS/cm	2510 B	No aplicable	
Sólidos Disueltos	103-105°C	537, mg/L	2540 B	500 mg/L	1,500 mg/L
Dureza Total		233,8 mgCaCO ₃ /L	2340 C	300 " "	1,000 " "
CATIONES					
Calcio	2,91 meq/L	58,10 mg/L	3500-Ca B	75 mg/L	200 mg/L
Magnesio	1,77 " "	21,52 " "	3500-Mg B	50 " "	150 " "
Sodio	4,26 " "	97,98 " "	3500-Na B	Hasta 200 " "	Hasta 200 " "
Potasio	0,39 " "	15,25 " "	3500-K B	No hay referencia	No hay referencia
	9,33 " "				
ANIONES					
Carbonatos	0,00 meq/L	0,00 mg/L	2320 B	No hay referencia	No hay referencia
Bicarbonatos	7,04 " "	429,3 " "	2320 B	No hay referencia	No hay referencia
Cloruros	1,29 " "	45,74 " "	4500-Cl ⁻ B	200 mg/L	200 – 300 mg/L
Sulfatos	0,67 " "	32,16 " "	4500-SO ₄ ²⁻ E	200 " "	400 " "
Nitratos	0,17 " "	10,54 " "	213 C' SMWW XIII ed.	Hasta 45 " "	Hasta 45 " "
	9,17 " "				
OTROS					
Fluor	1,34 mg/L	Límite de Detección	4500-F- D	Hasta 1.5 mg/L	Hasta 1.5 mg/L
Hierro Total	0,16 mg/L	0,03 mg/L	3500-Fe B	0,3 " "	1 – 3 " "
Manganeso	*N.D.	0,07 " "	3500-Mn B	0,1 " "	0,5 " "
Amonio	0,0 mg/L	---	4500 NH ₃ -C	---	---
Cromo	N.D.	1,31 mg/L	3113-B	---	---
Boro	0,19 mg/L	0,12 mg/L	3500 B	---	---

* N.D. = No Detectado

NOTA: Los elementos analizados se encuentran dentro de las normas internacionales para aguas químicamente potables, Conforme a normas de la O.M.S. Según su dureza esta agua se clasifica como AGUA DURA, Los rangos señalados son extraídos de las guías internacionales para aguas potables, según la O.M.S. III ed. 2004.

Se da fe únicamente de la muestra presentada.

J. Jaime Bengoechea D.
cc:archivo.
RT/mme.



Industria Farmacéutica - Análisis Químico Industriales - Microbiología - Análisis Clínico
Fundado en 1931

Fuente: Ing. Horacio González Arias.

Ilustración 2 Análisis de Metales Pesados presente en el agua.



LABORATORIOS Médico-Químicos DR. BENGOCHEA, S.A.
Km. 5½ Carretera a Masaya, Managua, Nicaragua. Teléfono: 2277-2145 Fax: 2277-2144
Web: www.labbengoechea.com.ni

Dr. J. Jaime Bengoechea
(University of Michigan)
Director - Gerente

LABORATORIO REGISTRADO BAJO EL # 719

Pág. 2/2
Julio 13, 2013

ANALISIS INDUSTRIAL # 16,965

MUESTRA : Agua de Pozo No.2
Lugar de Muestreo: Comunidad La Playita, Granada. Península de Asese
Fecha de toma de muestra: 25/06/2013
Muestra tomada por: Ing. Horacio González
Fecha de Recepción: 25/06/2013 nRef/LB. 36,555
DE : Asociación Sol y Agua Maravilla de la Tierra
ORDEN DE : Ing. Horacio González. Teléf.: 8837-7010

ANALISIS DE METALES PESADOS

METALES PESADOS	RESULTADOS µg/L	Límite de Detección µg/L	**Valores Guía OMS µg/L
Cadmio	0,20	0,10	3
Cobre	4,63	0,36	2×10^3
Mercurio	*N.D.	1,02	1
Plomo	N.D.	1,53	10
Selenio	N.D.	2,52	10

* N.D. = No Detectado.

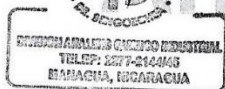
** Valores guías para Agua Potable, ORGANIZACIÓN MUNDIAL DE LA SALUD.

Métodos: SMWW XXI Edi. 3113 B, 3112B
Absorción Atómica, Técnica de Horno de Grafito y Vapor Frio.

Se da fe únicamente de la muestra presentada

J. Jaime Bengoechea D.

cc;archivo.
RT/mme.



Industria Farmacéutica - Análisis Químico Industriales - Microbiología - Análisis Clínico
Fundado en 1931

Fuente: Ing. Horacio González Arias.

Ilustración 3 Análisis Bacteriológico Sanitario del agua.



LABORATORIOS Médico-Químicos DR. BENGOCHEA, S.A.
Km. 5½ Carretera a Masaya, Managua, Nicaragua. Teléfono: 2277-2145 Fax: 2277-2144
Web: www.labbengoechea.com.ni

Dr. J. Jaime Bengoechea
(University of Michigan)
Director - Gerente

LABORATORIO REGISTRADO BAJO EL # 719

Junio 28, 2013

ANALISIS INDUSTRIAL # 16,924

MUESTRA:

n/Ref.LB/36,553	Agua de Pozo No.2 Lugar: Comunidad La Playita, Granada Península de Asese Fecha y hora de toma de muestra: 25/06/2013, 10:00am. Muestra tomada por: Ing. Horacio González
-----------------	--

Fecha de Recepción: 25/06/2013

DE : Asociación Sol y Agua Maravilla de la Tierra
ORDEN DE : Ing. Horacio González. Teléf.: 8837-7010

ANALISIS BACTERIOLOGICO-SANITARIO

Muestra	Presuntiva de Coliformes	Confirmatoria Coliformes (Coliformes Totales) NMP/100ml	Coliforme E.Coli	NMP/100mL E.coli
Agua de Pozo No.2	5/5	5/5	>8	>8

NOTA: Desde el punto de vista bacteriológico a esta fecha, esta muestra **ES NO APTA PARA CONSUMO HUMANO**, según normas de la O.M.S. Se recomienda tres muestreos consecutivos para determinar si es una contaminación espurea ò permanente. Estamos a sus apreciables órdenes para cualquier consulta ò sanitización del sistema.

Un NMP x 100mL de Coliformes Confirmado, menor que 1.1 es satisfactoria para consumo humano.

NMP x 100 mL. significa : Número más probable de bacterias en referencia contenidas en 100 mL. de la muestra.

Método SMWW XX Edi. 9221 B, 9221C. (5 x 20ml)
Normas O.M.S. III ed. Vigente.

Se da fe únicamente de la muestra presentada.

J. Jaime Bengoechea D.

cc;archivo.
JR/mme.



Industria Farmacéutica - Análisis Químico Industriales - Microbiología - Análisis Clínico
Fundado en 1931

Fuente: Ing. Horacio González Arias.

4.5.3.1. Prueba de Bombeo.

En base a los resultados obtenidos de la prueba de bombeo realizada al pozo propuesto para este sistema de abastecimiento se tiene:

- ✓ Esta prueba fue realizada a caudal constante de 130 gpm por un periodo sin interrupción de 8hrs, tiempo durante el cual se observa un rebajamiento de 0.2413 metros (Véase anexo.2); demostrándose con esta prueba que el caudal de explotación del pozo y que genera un caudal de 130 gpm, sobrepasa en 21.67 veces al caudal de operación de la unidad de bombeo que se tiene proyectado instalar en el año 10 y 20 del proyecto, el pozo cumple con el diseño ya que el Consumo Máximo Día incluyendo las perdidas y variaciones en el sistema desde el inicio hasta la finalización del proyecto será de 4 Y 6 gpm para el año 10 y 20 respectivo del proyecto .
- ✓ Se tomaron medidas de la Conductividad Eléctrica del agua, arrojando un valor promedio de 647 (Véase prueba de bombeo anexo 2), durante el transcurso de dicha prueba y a medida que el tiempo transcurría, se comprueba que sus resultados no sobre pasó el límite establecido en la norma CAPRE, que es de 1200 por lo cual se demostró que dicha agua presenta características favorables para su consumo. (Véase anexo 2 de prueba de bombeo).
- ✓ Con los datos recolectados en campo de la prueba de bombeo realizada a la fuente propuesta para el sistema, se procede a el cálculo de Coeficiente de Almacenamiento y el Coeficiente de Transmisibilidad del acuífero. De los datos obtenidos por la prueba de bombeo se realiza una gráfica semi logarítmica con estos (tiempo vs rebajamiento), luego se aplica las fórmulas de *Copper Jacob* para los cálculos de estos coeficientes.

Calculo del Coeficiente de Transmisibilidad:

$$T = \frac{0.183 * Q}{\Delta S} \quad (\text{Ec.14})$$

Donde: T transmisibilidad del acuífero ($\text{m}^2 / \text{día}$)

Q es el caudal de bombeo. ($\text{m}^3 / \text{día}$)

ΔS es el abatimiento por ciclo logarítmico de tiempo. (m)

$Q = 130 \text{ gpm.} \approx 708.33 \text{ m}^3 / \text{día.}$

$\Delta S = 0.0200 \text{ m}$

Aplicando dicha ecuación se tiene:

$$\frac{T = 0.183 \times 708.33}{0.0200} = 6481.2195$$

$T = 6481.2195 \text{ m}^2 / \text{día.}$

Calculo del Coeficiente de Almacenamiento:

$$S = \frac{2.25 * T * t}{r^2} \quad (\text{Ec.15})$$

Donde: S Coeficiente de Almacenamiento (adimensional).

T Coeficiente de Transmisibilidad ($\text{m}^2 / \text{día}$).

t_0 tiempo de intersección de la línea recta con el cero abatimiento en días

r^2 radio de influencia del pozo.

$$\frac{S = 2.25 \times 6481.2195 \times 0.2}{(42)^2} = 1.6534$$

$S = 1.6534$

Los coeficientes de Transmisibilidad y de Almacenamiento del acuífero obtenidos en dicha prueba son de 1.65 para el coeficiente de Almacenamiento y de 6481.22 el coeficiente de transmisibilidad respectivamente, valores que pueden ser utilizados para estudios posteriores en el caso de querer conocer el volumen disponible del acuífero para la península, siendo estos los primeros resultados obtenidos del acuífero en esta zona, ya que instituciones como el Enacal y el Ineter no contaban con ninguna base de registro en esta península, según las inspecciones realizadas en campo de pozos perforados en la zona. (Véase anexo 2 sobre los resultados de dicha prueba)

4.5.4.Tanque de Almacenamiento.

Tomando en cuenta la topografía del terreno para su ubicación, este se colocará en el punto más alto de la misma, se utilizará un tanque plástico elevado sobre una torre con el objetivo de suplir la demanda máxima que se presenten durante la vida útil del sistema, brindando las presiones adecuadas a la red y tener a disposición reserva de agua ante un repentino paro de la bomba o cualquier interrupción que se pudiese presentar durante la vida útil del sistema.

El volumen del tanque de almacenamiento es de 5224 litros para el año 10 de proyecto y de 7369 litros para el año 20 de proyecto respectivamente.

$$\text{Vol. Tanq. Almac.} = (20\% \text{vol. fluct} * \text{CPDT}) + (15\% \text{vol. res.} * \text{CPDT}) \quad (\text{Ec.16})$$

$$\text{Vol. Almac. Proyectado} = (0.20 * 2796) + (0.15 * 2796) = 978 \text{ gal. (año 0)}$$

$$\text{Vol. Almac. Proyectado} = (0.20 * 3320) + (0.15 * 3320) = 1162 \text{ gal. (año 5)}$$

$$\text{Vol. Almac. Proyectado} = (0.20 * 3944) + (0.15 * 3944) = 1380 \text{ gal. (año 10)}$$

$$\text{Vol. Almac. Proyectado} = (0.20 * 4684) + (0.15 * 4684) = 1639 \text{ gal. (año 15)}$$

$$\text{Vol. Almac. Proyectado} = (0.20 * 5563) + (0.15 * 1113) = 1947 \text{ gal. (año 20)}$$

En el cuadro 19 mostrado a continuación se presentan cada uno de los almacenamientos proyectados desde el inicio hasta el final del proyecto.

Cuadro 19 Volumen Proyectado para el tanque de almacenamiento

Año	Tanque de Almacenamiento			Almac. Proyectado	
	CPDT	Compensador (20%)	Reserva (15%)	Galones	Litros
2020	2796	559	419	978	3704
2025	3320	664	498	1162	4399
2030	3944	789	592	1380	5224
2035	4684	937	703	1639	6205
2040	5563	1113	834	1947	7369

Fuente: Elaboración Propia.

En la etapa de construcción e instalación, el volumen del tanque y el mismo al momento de comprar e instalar puede definirse por etapas, así; en el año 10 se instalará un tanque de 5224 litros y para el año 20 instalar tanque cuya capacidad sea mayores o iguales a 7369 litros según la oferta del mercado, si se toma la decisión de instalar tanque plástico de fábrica.

De este cuadro se observa que la suma del volumen compensador + la reserva, representa un 35% del volumen del tanque a juicio de lo planificado puede pensarse como el volumen mínimo de operación diaria

4.5.5.Línea de conducción POZO -TANQUE.

La línea de conducción tiene una longitud de 1163.33 m (véase plano 2, anexo 4) esta se extiende desde el pozo hasta casa de Doña Encarnación toda la tubería a excepción de los tramos de la sarta, es de PVC con cédula SDR – 26 con diámetro de 2 pulgadas.

El material de la tubería de la sarta de bombeo que se ubica inmediatamente después de la tubería de descarga de la bomba está constituido por hierro galvanizado, lo cual garantiza de forma exitosa el acople de los equipos instalados en el conjunto sarta, el acople de tubería de hierro con PVC se realizó por medio de uniones (véase catalogo en anexo 3)

4.5.5.1. Análisis económico de la línea de conducción.

4.5.5.1.1. Selección del diámetro más económico.

Para la determinación del diámetro más favorable para el conjunto pozo - tanque de la línea de conducción, será necesario realizar un análisis económico en donde se tome en cuenta el costo de inversión, costo anual equivalente de inversión, perdidas por fricción en la tubería y costo anual de energía; realizando el análisis con diámetros de tubería de 1", 2", 3" y 4". lo cual permitirá tomar decisiones financieras de que diámetro es el que presenta resultados económicos del proyecto más favorables

- **Calculo del diámetro de la tubería:**

Para el cálculo de la selección del diámetro más económico de la línea de conducción se hizo uso de la fórmula de Breese (ecuación 6 del capítulo 2):

$$D = K\sqrt{Qb}$$

Donde d: diámetro de la tubería.

K: constante cuyo valor en tuberías de PVC es de 1.5

Q_b : caudal de bombeo (m^3 / día).

$$D = 1.5\sqrt{0.0003} = 0.02 \text{ mts.} \approx 0.72 \text{ pulg.} \approx 1 \text{ pulg.}$$

- **Selección del diámetro más económico:**

Costo de Inversión:

Datos necesarios para realizar estos cálculos:

Longitud total de la línea de conducción: 1163.0940m.

CI = Long. de tubería * Costo Total. (haciendo uso de ecuación 9)

Cuadro 20 Cuadro comparativo de costos anuales

Tabla de Costo y Suministro de Instalación en C\$/mts					
Diámetro (pulg)	SD R	Costo Unitario (C\$/mts)	Instalación (C\$/mts)	Costo Total	Costo Inversión
1	26	85.86	1.54	87.40	101654.10
2	26	151.70	1.54	153.24	178231.97
3	26	240.10	2.00	242.10	281584.19

Fuente: Elaboración Propia.

Así que para Ø 25 mm:

$$CI = 1163.0940 \text{ m} * \text{C\$ } 87.40 = 101654.10 \text{ C\$ / m.}$$

Así que para Ø 50 mm:

$$CI = 1163.0940 \text{ m} * \text{C\$ } 153.24 = 178231.97 \text{ C\$ / m}$$

Así que para Ø 75 mm:

$$CI = 1163.0940 * \text{C\$ } 242.10 = 281584.19 \text{ C\$ / m}$$

Ejemplo de cálculo de Instalación de Tubería:

01 cuadrilla por lo general está compuesta de: 02 acarreadores y 02 instaladores para un total de 04 personas por cuadrilla.

Para la instalación de una tubería cuyo diámetro es de 2 pulg. Se tiene:

Si 01 persona recorre una distancia entre 50 a 100 metros lineales y esta acarrea 4 tubos de 2 pulgadas en 20 minutos. ¿Cuántos acarreará en 60 minutos?

Entonces: 4 tubos de 2 pulg. → 20 min.

X =? → 60 min.

$$X = \frac{60 \times 4}{20} = 12 \text{ tubos}$$

01 persona acarrea 12 tubos en una hora, por lo tanto 02 personas acarrearán 24 tubos por hora.

Para una jornada laboral de 5 horas efectivas de trabajo, ¿Cuántos tubos pegarán?

1 día = 24 hrs.

Entonces: 5 hrs. lab. X 24 hrs. = 120 tubos

Long. de 1 tubo de PVC = 6mts.

120 tubos X 6 mts = 720 ml

Productividad por hombre/día será:

$$P = \frac{\text{cant. tubos acarreados en horas efect. trabajo}}{\text{cantidad de integrantes que tiene la cuadrilla de trabajo}}$$

$$P = \frac{120 \text{ tubos}}{4 \text{ hombres/día}} = 30 \text{ tubos/hombre/día}$$

Salario básico 01 hombre: C\$6000 al mes, sin incluir sus prestaciones.

1 mes = 30 días.

$$\text{Salario por persona al día} = \frac{\text{salario básico al mes}}{\text{número de días del mes}}$$

$$\text{Salario por persona al día} = \frac{\text{C\$6000}}{30 \text{ días}} = \text{C\$200 día/persona}$$

Esa persona acarrea 30 tubos/persona/día, entonces:

$$\frac{\text{salario por persona por dia}}{\text{canat. tubos por persona por dia}} = \frac{\text{C\$200}}{30} = \text{C\$6.66/tubo}$$

Long. de un tubo de PVC es de 6 mts.

$$\text{Entonces } \frac{\text{C\$6.66 /tubo}}{6 \text{ mts}} = \text{C\$ 1.1 metro por tubo}$$

Salario básico de una persona es de C\$ 6000 córdobas, sin incluir sus prestaciones sociales y derechos laborales.

Vacaciones corresponden a 1 mes de salario mensual cada 12 meses

Treceavo mes corresponde a 1 mes de salario mensual.

Prestaciones Sociales (INSS) patronal es de 22%

$$\text{Pago de prestaciones sociales} = \left(\frac{22}{100}\right) \times \text{C\$6000} = \text{C\$1320}$$

$$\text{Treceavo mes} = \left(\frac{1}{12}\right) = 0.083 \times 100 = 8.33\%$$

$$\text{Treceavo mes} = \left(\frac{8.33}{100}\right) \times \text{C\$6000} = \text{C\$500}$$

$$\text{vacaciones} = \left(\frac{1}{12}\right) = 0.083 \times 100 = 8.33\%$$

$$\text{vacaciones} = \left(\frac{8.33}{100}\right) \times \text{C\$6000} = \text{C\$500}$$

Total a pagar por empleador

$$\begin{aligned} &= \text{Salario basico sin inclusion de derechos} + \text{Prest. Soc.} + \text{Treceavo} \\ &+ \text{Vacaciones} \end{aligned}$$

$$\text{Total a pagar por empleador} = \text{C\$6000} + \text{C\$1320} + \text{C\$500} + \text{C\$500} = \text{C\$8320}$$

Salario por día por persona es de C\$8320 incluyendo prestaciones.

Para el cálculo del salario por día por persona incluyendo sus prestaciones:

$$\text{Salario por dia por persona} = \frac{\text{salario basico incluyendo sus prest.}}{\text{numero de dias del mes}}$$

$$\text{Salario por día por persona} = \frac{\text{C\$8320}}{30 \text{ días}} = \text{C\$277.33 por día por persona}$$

$$\text{Pago por acarreo por persona por día} = \frac{\text{salario por día por persona}}{\text{cant. tubos por día por persona}}$$

$$\text{Pago por acarreo por persona por día} = \frac{\text{C\$277.33 día por persona}}{30 \text{ tubos por persona por día}} = \text{C\$9.244}$$

Long. de un tubo PVC = 6 mts.

$$\text{Costo de Instalacion de tuberia por ml} = \frac{\text{Pago de acarreo por persona por día}}{\text{long. tubo}}$$

$$\text{Costo de inst. de tub. por ml} = \frac{\text{C\$9.2440}}{6 \text{ mts}} = \text{C\$1.54 ml}$$

Costo anual equivalente de inversión (CAEI):

Para el cálculo de este se utilizó la ecuación 10:

$$\text{CAEI} = \text{CI} \cdot \text{CRF}$$

Donde: CI = costo de inversión C\$ / mts.

CRF= factor de recuperación de capital.

Para el cálculo de CRF se usó la ecuación 11

$$\text{CRF} = \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

Donde: i = tasa de interés para proyectos sociales (12%).

n=periodo de recuperación de capital = 20 años.

$$\text{CRF} = \frac{0.12(1+0.12)^{20}}{(1+0.12)^{20} - 1} = 0.134.$$

Cuadro 21 Resultado del Cálculo de CAEI para diámetros propuestos

Para 1 "		
CAEI =	13609.33	C\$ /año
Para 2"		
CAEI =	23861.48	C\$/ año
Para 3"		
CAEI =	37698.15	C\$/ año

Fuente: Elaboración Propia.

Aplicando ecuación 10 del Costo anual equivalente de inversión tenemos:

$$CAEI = CI \times CRF$$

$$CAEI \varnothing 1 \text{ pulg} = 101654.10 \times 0.134 = C\$13609.33$$

$$CAEI \varnothing 2 \text{ pulg} = 178231.94 \times 0.134 = C\$4035.01$$

$$CAEI \varnothing 3 \text{ pul} = 281584.19 \times 0.134 = C\$37698.15$$

Cálculo de pérdidas por fricción:

Con la fórmula de Hazen – William se calcula las perdidas por fricción que se presenta en la línea de conducción, para un caudal de 4 gpm con una longitud de 196.68 mts y un coeficiente de rugosidad para tuberías de PVC de 150.

Haciendo uso de ecuación 5 para el cálculo de pérdidas por Hazen Williams en el sistema tenemos:

$$H_f = 10.646 * \left(\frac{Q}{C}\right)^{1.85} * \frac{L}{D^{4.87}}$$

Para el Ø 1 pulg.

$$H_f = 10.646 * \left(\frac{4}{150}\right)^{1.85} * \frac{1163.0940}{1^{4.87}}$$

$$H_f = 33.729\text{m}$$

Para el Ø 2 pulg

$$H_f = 10.646 * \left(\frac{4}{150}\right)^{1.85} * \frac{1163.0940}{2^{4.87}}$$

$$H_f = 1.153\text{m}$$

Para el Ø 3 pulg

$$H_f = 10.646 * \left(\frac{4}{150}\right)^{1.85} * \frac{1163.0940}{34.87}$$

$$H_f = 0.160\text{m}$$

Costo Anual de Energía (CAE):

Haciendo uso de ecuación 8 se efectúan los siguientes cálculos:

$$CAE = \frac{Q H_f}{3960 E_f} * 0.746 * T_b * 365 * C$$

Donde: T_b = tiempo de bombeo (24 hrs).

C = costo de KW / hora (5.29 C\$/hora).

H_f = perdidas por fricción para cada diámetro.

E_f = eficiencia de la bomba y el motor.

$$E_{fb} = 70\% = 0.70.$$

$$E_{fm} = 75\% = 0.75.$$

$$E_f = 0.70 * 0.75 = 0.525$$

0.746 = factor de conversión de Hp a Kwh.

$$CAE = \frac{4 \text{ gpm}}{3960 * (0.525)} * 0.746 * 24 * 365 * 5.29 \frac{\text{C\$}}{\text{h}} * H_f$$

$$CAE = 68.307 * H_f$$

Para Ø 1 pulg.:

$$CAE = 68.307 * 33.729\text{m} = 2303.901 \text{ C\$ / año.}$$

Para Ø 50 mm:

$$CAE = 68.307 * 1.153\text{m} = 78.786 \text{ C\$ / año.}$$

Para Ø 75.1 mm:

$$CAE = 68.307 * 0.160 = 10.937 \text{ C\$ / año}$$

Cuadro 22 Comparación de Costos Anuales de inversión según diámetros propuestos

Comparación de Costos Anuales			
Diámetro(pulg)	CAEI C\$/año	CAE	Costo Anual Total C\$/año
1"	13609.33	2303.90	15913.23
2"	23861.48	78.79	23940.26
3"	37698.15	10.94	37709.08

Fuente: Elaboración Propia.

De acuerdo con los resultados comparativos obtenidos mediante el cálculo de los análisis económicos para el diámetro de las tuberías a utilizar, se observa que el diámetro más óptimo económico resulto el de 1" de diámetro SDR-26 con C\$15913.23 córdobas por año tal como se muestra en el cuadro 22, representando el costo más bajo, el cual se debe considerar para el diseño de la línea de conducción antes mencionada.

Es importante mencionar que este resultado está por debajo de lo recomendado por la norma, el cual en su articulado recomienda un mínimo de 2 pulgadas, con lo cual para el proyecto esta línea de conducción pozo – tanque será de dos pulgadas. Es necesario recordar que el anexo I a la comunidad La Playita está incorporada con cada uno de sus miembros como miembros del CAP's y por lo tanto sus resultados hidráulicos deben también tomar en cuenta la legislación de los CAP's

4.5.6. Analisis del golpe de ariete.

Para el cálculo del golpe de ariete se realizan los siguientes cálculos:

- a) Calculo de la velocidad o celeridad que es la velocidad de propagación de la onda en la tubería, la cual se calcula mediante ecuación 13:

$$C = \frac{9900}{48.3 + K \frac{D}{e}}$$

Donde: C = velocidad o celeridad de la onda en la tubería.

D = diámetro interno del tubo (50mm ≈ 0.05m).

E= espesor del tubo (2.31mm ≈ 0.002m).

K = valor que depende del material del tubo a utilizar (18 PVC).

Entonces:

$$C = \frac{9900}{\left(48.3 + 18 \frac{0.05}{0.002}\right)^{0.5}}$$

$$C = 145.51 \text{ m/s.}$$

- b) Calculo de la máxima de presión en la tubería, haciendo uso de ecuación 12:

$$H_a = \frac{C * V}{G}$$

Donde: Ha= presión en la tubería.

C = celeridad de la onda en la tubería.

G = valor de gravedad (9.81 m/s²).

Para el cálculo de la velocidad tenemos:

$$V = \frac{Q}{A} \tag{Ec.17}$$

Donde V= velocidad del agua.

Q= caudal del CMD.

$$A = \pi * r^2 = \pi * (0.025 \text{ mts})^2 = 0.00196 \text{ m}^2.$$

$$Q = 4 \text{ gpm} \rightarrow \text{m}^3/\text{seg}.$$

$$4 \text{ gpm} * \frac{1 \text{ m}^3}{264.2 \text{ gal}} * \frac{1 \text{ m}}{60 \text{ seh}} = 0.0003 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

$$V = (0.0003 \text{ m}^3/\text{seg})/0.00196 \text{ m}^2 = 0.13 \text{ m/seg}.$$

Sobrepresión:

$$H_a = \frac{145.51 * 0.13}{9.81} = 1.96 \text{ m}$$

a) Presión Máxima:

Carga estática = Elevación de Rebose del Tanque – Elevación del Pozo

$$\text{Carga estática} = 114.964 \text{ mts} - 101.637 \text{ mts} = 13.32 \text{ m}$$

$$\text{Presión Máxima: } 13.32 \text{ m} + 1.96 \text{ m} = 15.28 \text{ m}$$

$$1 \text{ m de agua} = 1.42 \text{ PSI}$$

$$15.28 \text{ m} \rightarrow X$$

$$\text{Entonces } X = 15.28 \text{ m} * 1.42 \text{ m} = 21.70 \text{ PSI}.$$

De acuerdo con los resultados antes expuestos para el cálculo y análisis del golpe de ariete, la presión máxima de este resultado menor (21.70 PSI) que la presión de reventamiento permisible de las tuberías PVC que es de 160 PSI, por lo tanto, se utilizara una tubería PVC de 2 pulgadas con cedula SDR-26, la cual resulta resistente a estas presiones.

4.5.7.Carga total dinámica.

Para el conocimiento de la carga total dinámica en el sistema se efectuaron los siguientes cálculos:

Periodo de diseño: 10 AÑOS

Datos necesarios para el cálculo de CTD:

Rebajamiento máximo:

$Q=4$ Gpm (CMD a los 10 años)

$Q = 22.39$ m³/día.

Rebajamiento Máximo:

$$S = 5.63 * 10^{-2} * Q + 1.1 * 10^{-4} * Q^2 \quad (\text{Ec.18})$$

$$S = 5.63 * 10^{-2} * (22.39 \text{ m}^3/\text{dia}) + 1.1 * 10^{-4} * (22.39 \text{ m}^3/\text{dia})^2$$

$$S = 1.32 \text{ m}$$

Rebajamiento máximo: 1.32 m

Variaciones estacionales:

NEA (Julio 2019) = 5.10m

NEA (Sept. 2019) = 4.70m

$VE = \text{NEA (Julio)} - \text{NEA (sept.)}$

$$VE = 5.10 \text{ m} - 4.70 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$$

Datos de los NEA fueron tomados por procesos de mediciones de niveles del agua entre periodo seco y lluvioso al pozo.

Nivel mínimo de bombeo: Medido desde la altura superior del bloque de pozo

$$\text{NMB} = \text{NEA} + S + \text{Variación estacional}$$

$$\text{NMB} = 4.70\text{m} + 1.32\text{m} + 0.40\text{m}$$

$$\text{NMB} = 6.42\text{m}$$

Longitud de columna: 8.43m

Elevación de rebose del tanque: 114.96m

Elevación del pozo: 101.64m

Altura del tanque: 3m

Diferencia de elevación del rebose del tanque al pozo:

a) Por cota Piezométrica:

$$\text{Dif. rebose} - \text{pozo} = \text{Elev. Reb. Tanque} - \text{Elev. Pozo}$$

$$\text{Dif. rebose} - \text{pozo} = 116.4956\text{m} - 101.637\text{m} = 13.32\text{m}$$

b) Diferencia de elevación del rebose del tanque al nivel mínimo de bombeo:

$$\text{Dif. rebose} + \text{NMB} = 13.32\text{m} + 6.42\text{m} = 19.74\text{m}$$

a. Cálculo de pérdidas de energía en el sistema de bombeo:

Método de velocidad:

Tubería de conexión de bomba sumergible (SARTA), ϕ 2" $\approx 1/6'$

Aplicando ecuación 17

$$V = Q/A$$

$$Q = 22.40 \text{ mts}^3/\text{día} * 35.29\text{ft}^3/86400\text{seg} = 0.009 \text{ ft}^3/\text{seg}$$

$$A = \pi r^2 = \pi * (1/12')^2 = 0.02$$

$$V = \frac{0.0092}{0.022} = 0.42$$

Por la fórmula de pérdidas locales se obtiene:

$$H_F = \frac{KV^2}{2g} \quad (\text{Ec.19})$$

$$H_f = \frac{K * (0.42)^2}{2 * 9.81 \text{ mts}/\text{seg}^2} = 0.01 * K$$

Cuadro 23 Perdidas Locales en la Sarta, periodo de 10 años.

Accesorios	Cantidad	K	Hf= 0.0090*K
Codo de 90	1	0.9	0.01
Válvula de Retención	1	2.5	0.02
Tee	1	0.6	0.01
Manómetro	1	2.5	0.02
Medidor Maestro	1	2.5	0.02
Válvulas Pase	2	10	0.18
Codo de 45	2	0.4	0.01
Uniones Maleables	2	0.6	0.01
Σ (mts)			0.28

Fuente: Elaboración Propia.

b. Cálculo de pérdida longitudinal en el espacio utilizado por la SARTA:

Aplicando la fórmula de Hazen-Williams (ecuación 5), para una longitud de SARTA de 6mts, diámetro de 2", se obtiene:

$$H_f = \frac{10.646}{(C)^{1.85}} * \frac{(Q)^{1.85}}{(D)^{4.87}} * L$$

$$H_f = \frac{10.646}{(150)^{1.85}} * \frac{(4\text{Gpm})^{1.85}}{(2\text{in})^{4.87}} * 6\text{mts} = 0.003\text{m}$$

c. Cálculo de pérdida de carga en tubería de conducción (ecuación 5):

$$H_f = \frac{10.646}{C^{1.85}} * \frac{Q^{1.87}}{D^{4.85}} * L$$

$$H_f = \frac{10.646}{(150)^{1.85}} * \frac{(4\text{Gpm})^{1.85}}{(2\text{in})^{4.87}} * 1163.66\text{mts} = 0.55\text{m}$$

- d. Cálculo de pérdidas en tubería (ϕ 2") de entrada al tanque (aplicando Ec. 19) tenemos:

$$H_f = \frac{KV^2}{2g}$$

$$H_f = \frac{K * (0.42)^2}{2 * 9.81 \text{ mts/s}^2} = 0.01 * K$$

Cuadro 24 Perdidas en entrada de Tanque, periodo de 10 años

Accesorios	Cantidad	K	Hf= 0.0090*K
Válvulas Pase	1	10	0.09
Unión Maleable	1	0.6	0.01
Codo de 90	1	0.9	0.01
Σ (mts)			0.10

Fuente: Elaboración Propia.

- e. Cálculo de pérdida de carga en la columna de la bomba:

$$L = 8.43 \text{ m}$$

(Ec.20)

$$H_f = 5\% L$$

$$H_f = 5\%L = 0.05 * 6.42\text{m} = 0.42\text{m}$$

- f. Cálculo de pérdidas totales en sistema, como sumatoria de todas las pérdidas, para un caudal de 4Gpm y un diámetro de tubería de 2":

$$H_{f_{\text{total}}} = 0.42\text{m} + 0.28\text{m} + 0.10\text{m} + 0.003\text{m} + 0.55\text{m} = 1.35\text{m}$$

- g. Cálculo de carga total dinámica (CTD):

$$CTD = \text{Dif. elevación} + H_{f_{\text{total}}} = 19.74\text{m} + 1.35\text{m} = 21.09\text{m}$$

CTD: 21.09m para un Q: 4Gpm; Población proyectada a **10 años**

Periodo de diseño: 20 años

Rebajamiento máximo:

$Q=6$ Gpm (CMD 20 años)

$Q = 31.58 \text{ m}^3/\text{día}$

Aplicando Ec.18 para el cálculo del rebajamiento en el pozo.

$$S = 5.63 * 10^{-2} * Q + 1.1 * 10^{-4} * Q^2$$

$$S = 5.63 * 10^{-2} * (31.60 \text{ m}^3/\text{día}) + 1.1 * 10^{-4} * (31.60 \text{ m}^3/\text{día})^2$$

$$S = 1.89 \text{ m}$$

Rebajamiento máximo: 1.89 m

Variaciones estacionales:

NEA (Julio 2019) = 5.10m

NEA (Sept. 2019) = 4.70m

$VE = NEA (\text{Julio}) - NEA (\text{sept.})$

$$VE = 5.10 \text{ m} - 4.70 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$$

Datos de los NEA fueron tomados por procesos de mediciones de niveles del agua entre periodo seco y lluvioso al pozo.

Nivel mínimo de bombeo:

$$NMB = NEA + S + \text{Variación estacional}$$

$$NMB = 4.7\text{m} + 0.40\text{m} + 1.89\text{m} = 6.99\text{m}$$

Longitud de columna: 8.43 m

Elevación de rebose del tanque: 114.956m

Elevación del pozo: 101.637mts.

Diferencia de elevación del rebose del tanque al pozo:

a) Por cota Piezométrica:

$$\text{Dif. rebose} - \text{pozo} = \text{Elev. Reb. Tanque} - \text{Elev. Pozo}$$

$$\text{Dif. rebose} - \text{pozo} = 114.956\text{m} - 101.637\text{m} = 13.32\text{m}$$

b) Diferencia de elevación del rebose del tanque al nivel mínimo de bombeo:

$$\text{Dif. rebose} + \text{NMB} = 13.32\text{m} + 6.99\text{m} = 20.31\text{m}$$

a. Cálculo de pérdidas de energía en el sistema de bombeo:

Método de velocidad:

Tubería de conexión de bomba sumergible (SARTA), ϕ 2" $\approx 1/6'$

Aplicando ecuación 17

$$V = Q/A$$

$$Q = 31.58 \text{ mts}^3/\text{día} * 35.29\text{ft}^3/86400\text{seg} = 0.01 \text{ ft}^3/\text{seg}$$

$$A = \pi r^2 = \pi * (1/12')^2 = 0.02\text{ft}^2$$

$$V = \frac{0.01 \text{ ft}^3/\text{seg}}{0.02\text{ft}^2} = 0.59$$

Por la ecuación 19 de pérdidas locales se obtiene:

$$H_f = \frac{KV^2}{2g}$$

$$H_f = \frac{K * (0.59 \text{ ft}/\text{seg})^2}{2 * 9.81 \text{ mts}/\text{seg}^2} = 0.02$$

b. Cálculo de pérdidas locales en SARTA:

Cuadro 25 Perdidas Locales en Sarta, periodo de 20 años.

Accesorios	Cantidad	K	Hf = 0.02*K
Codo de 90	1	0.9	0.02
Válvula de Retención	1	2.5	0.04
Tee	1	0.6	0.01
Manómetro	1	2.5	0.04
Medidor Maestro	1	2.5	0.04
Válvulas Pase	2	10	0.36
Codo de 45	2	0.4	0.01
Uniones Maleables	2	0.6	0.02
Σ (mts)			0.55

Elaboración : Fuente Propia.

c. Cálculo de pérdida longitudinal en el espacio utilizado por la SARTA:
Aplicando la ecuación 5 de perdidas por Hazen - Williams, para una longitud de SARTA de 6mts, diámetro de 2", se obtiene:

$$H_f = \frac{10.646}{C^{1.85}} * \frac{Q^{1.85}}{D^{4.87}} * L$$

$$H_f = \frac{10.646}{(150)^{1.85}} * \frac{(6\text{Gpm})^{1.85}}{(2\text{in})^{4.87}} * 6\text{mts} = 0.01\text{mts}$$

d. Cálculo de pérdida de carga en tubería de conducción (ecuación 5):

$$H_f = \frac{10.646}{C^{1.85}} * \frac{Q^{1.87}}{D^{4.85}} * L$$

$$H_f = \frac{10.646}{(150)^{1.85}} * \frac{(6\text{Gpm})^{1.85}}{(2\text{in})^{4.87}} * 1163.66 \text{ mts} = 1.03\text{m}$$

e. Cálculo de pérdidas en tubería (φ 2") de entrada al tanque, aplicando ecuación 19:

$$H_f = \frac{KV^2}{2g}$$

$$H_f = \frac{K * (0.5916 \text{ ft/seg})^2}{2 * 9.81 \text{ mts/seg}^2} = 0.02 * K$$

Cuadro 26 Perdidas entrada del Tanque, periodo de 20 años

Accesorios	Cantidad	K	Hf = 0.02*K
Válvulas Pase	1	10	0.18
Unión Maleable	1	0.6	0.01
Codo de 90	1	0.9	0.02
Σ (mts)			0.20

Fuente: Elaboración Propia.

f. Cálculo de pérdida de carga en la columna de la bomba:

$$L = 6.99\text{m}$$

Aplicando ecuación 20 para el cálculo de pérdida en columna de la bomba se tiene.

$$H_f = 5\%L = 0.05 * 8.43 \text{ m} = 0.42 \text{ m}$$

g. Cálculo de pérdidas totales en sistema, como sumatoria de todas las pérdidas, para un caudal de 14Gpm y un diámetro de tubería de 2":

$$H_{f_{total}} = 0.55\text{m} + 0.01\text{m} + 1.03\text{m} + 0.20\text{m} + 0.35\text{m} + 0.42\text{m} = 2.21\text{m}$$

h. Cálculo de carga total dinámica (CTD):

$$CTD = \text{Dif. elevación} + H_{f_{total}} = 20.31\text{m} + 2.21\text{m} = 22.52\text{m}$$

CTD: 22.52m; Q: 6Gpm; Población proyectada a 20 años.

En base a los datos obtenidos para el cálculo de la CTD, se obtuvieron los siguientes resultados:

Para el año 10 de diseño del proyecto con un Consumo Máximo Día de 4 gpm con diámetro de 50 mm (2”), la CTD es de 21.09 m y para el año 20 del proyecto con un Consumo Máximo Día de 6 gpm con diámetro de 50 mm, la CTD es de 22.52 m.

En el cuadro 27 se presenta el resumen de los cálculos de la CTD, tomándose en cuenta las variables involucradas en su determinación tales como: caudal de bombeo, variación estacional, rebajamiento máximo para un caudal de trabajo, diferencia de elevación topográfica, perdidas en sarta, perdidas en tubería de succión, perdidas en línea de conducción, perdidas por accesorios, etc.

Los valores de CTD resultantes para el año 10 y 20 del proyecto, tienen una relación directa con la toma de decisiones por adquisición y selección de unidad de bombeo a instalarse en los periodos antes mencionados, con la vida útil del equipo, etc.

Cuadro 27 Resumen del cálculo de la Carga Total Dinámica periodo de 10 y 20 años

Descripcion	10 años	20 años
Caudal de Bombeo	4 gpm	6 gpm
	m	m
Nivel Minimo de Bombeo (NMB)	6.42	6.99
NEA	4.70	4.70
Rebajamiento Maximo (S)	1.32	1.89
Variacion Estacional (VE)	0.40	0.40
Elev.Rebose del Tanque	114.96	114.96
Elev.Pozo	101.64	101.64
Dif. Elev. Reb. Tanque al pozo	13.32	13.32
Dif. Elev. Reb. Nivel Minimo	19.74	20.31
Perdidas de Accesorios en la Sarta	0.28	0.55
Perdidas Longitudinal Sarta	0.003	0.01
Perdidas Tuberia de Conduccion	0.55	1.03
Perdidas Acc. Entrada del Tanque	0.10	0.20
Perdidas en Columna de la Bomba	0.42	0.42
Sumatoria de Perdidas	1.35	2.21
CTD	21.09	22.52

Elaboración: Fuente Propia.

4.5.8. Equipo de bombeo.

En este diseño el equipo de bombeo seleccionado es del tipo sumergible, donde ambas partes del conjunto Motor y Bomba se instalan en un nivel más bajo que el nivel dinámico de bombeo, también se toma en cuenta el concepto de Variación Estacional en los meses de marzo y abril que es el periodo en la zona Pacífica de nuestro país donde se generan el nivel más bajo en los acuíferos. (Véase cuadro 27)

4.5.8.1. Características del equipo de bombeo.

➤ **Cálculo de la potencia hidráulica de la bomba para 10 años:**

$$H_{pb} = \frac{Q_b * CTD}{3960 * E_b} \quad (Ec\ 21)$$

Donde: Q_b = Caudal de bombeo (4Gpm).

CTD = Carga Total Dinámica (m).

E_b = Eficiencia de la bomba (70%).

E_m = Eficiencia del motor (75%).

$$H_{pb} = \frac{Q_b * CTD}{3960 * E_{fb}} = \frac{4Gpm * 21.09m}{3960 * 0.70} = 0.02\ HP$$

Calculo de la potencia del motor para los 10 años:

$$P_m = 1.5 * H_{pb} \quad (Ec.22)$$

Donde: P_m = potencia del motor.

H_{pb} = Potencia de la bomba.

$$P_m = 1.5 * 0.02\ HP = 0.03\ HP.$$

➤ **Cálculo de la potencia hidráulica de la bomba para 20 años:**

Haciendo uso de ecuación 21 se tiene:

$$H_{pb} = \frac{Q_b * CTD}{3960 * E_b}$$

Donde: Q_b = Caudal de bombeo (6 Gpm).

CTD= Carga Total Dinámica (m).

E_b = Eficiencia de la bomba (70%).

E_m = Eficiencia del motor (75%).

$$H_{pb} = \frac{Q_b * CTD}{3960 * E_{fb}} = \frac{6 \text{ Gpm} * 22.52 \text{ m}}{3960 * 0.70} = 0.05 \text{ HP}$$

Calculo de la potencia del motor para los 20 años:

Utilizando ecuación 22:

$$P_m = 1.5 * H_{pb}$$

Donde: P_m = potencia del motor.

H_{pb} = Potencia de la bomba.

$$P_m = 1.5 * 0.05 \text{ Hp} = 0.10 \text{ Hp}.$$

A continuación, se muestran las características seleccionadas para el diseño, del equipo de bombeo para un periodo de 10 años y de 20 años respectivamente, tomándose para esta decisión consideraciones técnicas del caudal demandado en ese periodo y la vida útil de la unidad de bombeo:

Características del equipo de bombeo para un periodo de 10 años:

- Bomba: tipo sumergible.
- Caudal de bombeo: 4 gpm.
- Carga Total Dinámica: 21.09
- Potencia demandada por la bomba: 0.02 HP.
- Potencia demandada por el motor: 0.03 HP.

Características del equipo de bombeo para un periodo de 20 años:

- Bomba: tipo sumergible.
- Caudal de bombeo: 6 gpm.
- Carga Total Dinámica: 22.52
- Potencia demandada por la bomba: 0.05 HP.
- Potencia demandada por el motor: 0.1 HP.

Para la selección de la unidad de bombeo, esta se basa en los requerimientos del proyecto de Caudal a bombearse y de la CTD requerida para año 10 y año 20 y de la oferta nacional del mercado de bombas y motores.

Para este caso en particular en el mercado nacional se tiene oferta para el proyecto de bomba sumergible marca Schaefer modelo Serie V. En esta se presenta información relevante del fabricante en lo que respecta al rango de operación de la bomba y rango de operación de la eficiencia, para nuestro caso particular y valorando la existencia en el mercado nacional (Véase anexo .1 curva característica de la Bomba) se tiene que la menor potencia de esa marca y de la bomba es de $\frac{1}{2}$ Hp, con rangos de operación que varían de los 3 – 7 gpm y que se encuentra en el rango de eficiencia del fabricante.

Por lo tanto, las condiciones y selección de la unidad de bombeo para el fabricante serán valorada por la oferta del mercado y esta corresponde a una bomba de $\frac{1}{2}$ Hp, para un rango de caudal de bombeo de 3-7 gpm y operando dentro del rango de eficiencia suministrado por fabricante. (Véase curva característica de bomba, anexo 1).

En el proyecto la bomba desde un inicio operara a una descarga de 6 gpm, el cual se ajusta a las demandas del proyecto sin generar ningún problema y en el primer periodo del proyecto (10 años) solo hay que reducir el tiempo diario de

operación de la bomba para cumplimiento del volumen de agua demandado por el proyecto en su vida útil.

La carga de la bomba en operación se puede ajustar acoplando en la sarta de descarga válvula que reduzca la sección de salida e incremente las pérdidas para una mayor carga de operación.

Con respecto a la demanda de potencia del motor también se debe ajustar a la oferta del mercado y en este caso este sería de $\frac{3}{4}$ Hp donde se incluyen las pérdidas de transmisión en el equipo de bombeo

En el anexo 1 se presenta la curva característica y especificaciones técnicas del equipo propuesto, con lo cual se demuestra que la bomba cumple con los requerimientos de este diseño.

4.5.9. Red de distribución.

La red de distribución del conjunto Tanque – Usuarios se expresa en el plano No.2 la cual presenta la característica de tener una línea de conducción desde el tanque hasta el punto D – 17 (Dña. Encarnación) y posteriormente esta se divide en dos ramales por atención a cada una de las casas de este anexo.

Esta condición particular se analizó y diseñó hidráulicamente a través del programa EPANET, en este se incorporan valores técnicos del proyecto tales como:

- ✓ Caudales demandados por casa de usuarios.
- ✓ Elevaciones topográficas en puntos estudiados y seleccionados.
- ✓ Elevaciones topográficas en nivel de operación del tanque.
- ✓ Longitudes por tramos de tuberías en puntos estudiados y seleccionados.
- ✓ Diámetros propuestos en tramos de tubería.
- ✓ Selección de formula a utilizar para análisis de perdidas (Hazen-Williams, Darcy Weisbach o Chezy Manning).

- ✓ Factores de operación por condiciones de trabajo del sistema de: CPD, CMD Y CMH.
- ✓ Coeficiente de rugosidad por tipo de tubería seleccionado.

Dando como resultados de operación hidráulica por análisis del software Epanet para la red del acueducto, valores de:

- ✓ Velocidades de circulación de agua en tramos de tuberías.
- ✓ Pérdidas de energía generadas en puntos específicos y tramos de la red.
- ✓ Presiones piezométricas en puntos particulares.
- ✓ Presiones residuales de operación en grifos de casas de usuarios.

Estos valores resultantes deben tener correspondencia con lo dictaminado en la NTON, caso contrario que las presiones residuales y velocidades no tengan cumplimiento según lo estipulado en norma, el software aporta la incorporación de cambios de diámetros en tramos de tuberías, que facilitan estudiar diferentes alternativas hidráulicas de diámetros para cumplimientos de la norma.

4.5.9.1. Análisis hidráulico de la red de distribución con las condiciones de Consumo Promedio Diario Total (CPDT), Consumo Máximo Día (CMD) y Consumo Máximo Hora (CMH).

Los resultados obtenidos en la simulación en software Epanet realizado bajo las condiciones de CPDT, CMH Y CMD, nos reflejan en todas las condiciones antes mencionados que las velocidades generadas en los puntos están por debajo del rango establecido por las normas del INAA (0.4 m/s la mínima y 2 m/s la máxima), esto se debe a que el caudal de circulación en las tuberías de la red es pequeño, debido a que la cantidad de usuarios conectados a la red no sobrepasa los 300 habitantes; razón por la cual se pueden producir sedimentaciones en los puntos más bajos de la red, por lo tanto, como una medida preventiva se colocarán válvulas de limpieza para evitar posibles sedimentaciones por falta de velocidad en la tubería.

En lo que se refiere a las presiones que se generan en cada nodo presentan resultados satisfactorios.

A continuación, se muestra resultados de manera general y detallada análisis hidráulico ejecutado por Epanet.

Cuadro 28 Resultados de diseño hidráulico red de distribución bajo condición Consumo Promedio Diario Total (Presiones)

Estado de los Nodos de la Red de Distribución					
ID Usuarios	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
	m	LPS	LPS	m	m
Conexión Pto.Ref1	103.615	0	0	118.85	15.23
Conexión 3	103.578	0	0	118.84	15.27
Conexión 4	103.329	0	0	118.84	15.52
Conexión 5	100.766	0	0	118.84	18.08
Conexión 6	102.266	0	0	118.84	16.58
Conexión Bifurcación del camino	107	0	0	118.84	11.84
Conexión Portón Verde	99.885	0	0	118.84	18.96
Conexión Encarnación	99.885	0.0012	0	118.84	18.96
Conexión 10	97.687	0	0	118.84	21.15
Conexión G-16	97.687	0.001	0	118.84	21.15
Conexión 12	97.4	0	0	118.84	21.44
Conexión G-17	97.4	0.0011	0	118.84	21.44
Conexión 14	97.2	0	0	118.84	21.64
Conexión G-18	97.2	0.0008	0	118.84	21.64
Conexión 16	97.179	0	0	118.84	21.66
Conexión G-19	97.179	0.0011	0	118.84	21.66

Conexión 18	97.01	0	0	118.84	21.83
Conexión G-20	97.01	0.0011	0	118.84	21.83
Conexión 20	97.003	0	0	118.84	21.84
Conexión G-21	97.003	0.0011	0	118.84	21.84
Conexión 22	97	0	0	118.84	21.84
Conexión G-22	97	0.0008	0	118.84	21.84
Conexión 24	97	0	0	118.84	21.84
Conexión G-23	97	0.0008	0	118.84	21.84
Conexión 26	96.397	0	0	118.84	22.44
Conexión Ariel Mora	96.397	0.0005	0	118.84	22.44
Conexión 28	94.552	0	0	118.84	24.29
Conexión Hijo Dn. Pablo	94.552	0.0005	0	118.84	24.29
Conexión Dn. Pablo	94	0.0015	0	118.84	24.84
Conexión 31	99.88	0	0	118.84	18.96
Conexión Hijo Dn. Ramon	99.88	0.0009	0	118.84	18.96
Conexión 33	98.4	0	0	118.84	20.44
Conexión Dña. Carmen	98.4	0.0011	0	118.84	20.44
Conexión 35	98.017	0	0	118.84	20.82
Conexión G-28	98.017	0.0005	0	118.84	20.82
Conexión 37	98	0	0	118.84	20.84
Conexión G-29	98	0.0011	0	118.84	20.84
Conexión 39	97.9	0	0	118.84	20.94
Conexión 40	95	0	0	118.84	23.84
Conexión 41	93.1	0	0	118.84	25.74
Conexión William Privado	96	0.0004	0	118.84	22.84
Conexión Dn. Justo	93.1	0.0007	0	118.84	25.74

Conexión 44	93.592	0	0	118.84	25.25
Conexión G-33	96.307	0.0004	0	118.84	22.53
Conexión G-32	93.592	0.0008	0	118.84	25.25
Conexión 47	96.317	0	0	118.84	22.52
Conexión Rafael Diaz Hernández	96.317	0.0007	0	118.84	22.52
Conexión 49	94.053	0	0	118.84	24.79
Conexión G-31	94.053	0.0008	0	118.84	24.79
Conexión 51	98.217	0	0	118.84	20.62
Conexión Dn. Ramon	98.217	0.0008	0	118.84	20.62
Conexión 53	95.43	0	0	118.84	23.41
Conexión Chino	95.43	0.0005	0	118.84	23.41
Conexión 55	97.005	0	0	118.84	21.84
Conexión G-30	97.005	0.0011	0	118.84	21.84
Depósito 1	114.956	No Disponible	-0.02	118.85	3.89

Fuente: Elaboración Propia.

Presión Mínima = 11.84

Presión Máxima = 25.74

Cuadro 29 Resultado análisis hidráulico de red de distribución bajo Condición Consumo Promedio Diario Total (Velocidades)

Estado de las Líneas de la Red de Distribución							
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérd. Unit.	Estado
ID Línea	m	mm		LPS	m/s	m/km	
Tubería 1	63.77	50	150	0.02	0.01	0	Abierto

Tubería 2	37.33	50	150	0.02	0.01	0	Abierto
Tubería 3	27.2	50	150	0.02	0.01	0.01	Abierto
Tubería 4	14.94	50	150	0.02	0.01	0	Abierto
Tubería 5	407.34	50	150	0.02	0.01	0	Abierto
Tubería 6	250	50	150	0.02	0.01	0	Abierto
Tubería 7	15.7	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 8	40.91	50	150	0.01	0.01	0	Abierto
Tubería 9	40.91	12.5	150	0	0.01	0.01	Abierto
Tubería 10	11.5	50	150	0.01	0.01	0	Abierto
Tubería 11	15.5	12.5	150	0	0.01	0.02	Abierto
Tubería 12	15	50	150	0.01	0.01	0	Abierto
Tubería 13	25.5	12.5	150	0	0.01	0.01	Abierto
Tubería 14	25.2	50	150	0.01	0.01	0	Abierto
Tubería 15	25.2	12.5	150	0	0.01	0.02	Abierto
Tubería 16	17.3	50	150	0.01	0.01	0	Abierto

Tubería 17	17.3	12.5	150	0	0.01	0.02	Abierto
Tubería 18	14.5	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tubería 19	14.5	12.5	150	0	0.01	0.02	Abierto
Tubería 20	28.7	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tubería 21	22	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 22	28.7	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tubería 23	22	12.5	150	0	0.01	0.01	Abierto
Tubería 24	22.5	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tubería 25	34	12.5	150	0	0	0	Abierto
Tubería 26	14.5	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tubería 27	29	12.5	150	0	0	0	Abierto
Tubería 28	40	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tubería 29	241	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 30	36	12.5	150	0	0.01	0.01	Abierto
Tubería 31	150	50	150	0	0	0	Abierto

Tubería 32	38	12.5	150	0	0.01	0.02	Abierto
Tubería 33	30	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 34	47	12.5	150	0	0	0	Abierto
Tubería 35	59	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 36	47	12.5	150	0	0.01	0.02	Abierto
Tubería 37	52	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 38	91	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tubería 39	28.7	12.5	150	0	0.01	0.02	Abierto
Tubería 40	26	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tubería 41	35	12.5	150	0	0	0	Abierto
Tubería 42	57	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 43	40	12.5	150	0	0.01	0.01	Abierto
Tubería 44	24	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 45	50	12.5	150	0	0.01	0.01	Abierto
Tubería 46	25	50	150	0	0	0	Abierto

Tubería 47	39	12.5	150	0	0.01	0.01	Abierto
Tubería 48	25	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 49	23	12.5	150	0	0.01	0.01	Abierto
Tubería 50	23	12.5	150	0	0	0	Abierto
Tubería 51	23	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 52	26	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 53	26	12.5	150	0	0	0	Abierto
Tubería 54	12	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 55	166.73	50	150	-0.02	0.01	0	Abierto

Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro 30 Resultado análisis hidráulico red de distribución bajo condición Consumo Máximo Día (Presiones)

Estado de los Nodos de la Red de Distribución					
ID Usuarios	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
Conexión Pto.Ref1	103.615	0	0	118.84	15.23

Conexión 3	103.578	0	0	118.84	15.27
Conexión 4	103.329	0	0	118.84	15.51
Conexión 5	100.766	0	0	118.84	18.08
Conexión 6	102.266	0	0	118.84	16.58
Conexión Bifurcación del camino	107	0	0	118.84	11.84
Conexión Portón Verde	99.885	0	0	118.84	18.95
Conexión Encarnación	99.885	0.0012	0	118.84	18.95
Conexión 10	97.687	0	0	118.84	21.15
Conexión G-16	97.687	0.001	0	118.83	21.15
Conexión 12	97.4	0	0	118.84	21.44
Conexión G-17	97.4	0.0011	0	118.84	21.44
Conexión 14	97.2	0	0	118.84	21.64
Conexión G-18	97.2	0.0008	0	118.84	21.64
Conexión 16	97.179	0	0	118.84	21.66
Conexión G-19	97.179	0.0011	0	118.83	21.66
Conexión 18	97.01	0	0	118.84	21.83
Conexión G-20	97.01	0.0011	0	118.84	21.83
Conexión 20	97.003	0	0	118.84	21.83
Conexión G-21	97.003	0.0011	0	118.84	21.83
Conexión 22	97	0	0	118.84	21.84

Conexión G-22	97	0.0008	0	118.84	21.84
Conexión 24	97	0	0	118.84	21.84
Conexión G-23	97	0.0008	0	118.84	21.84
Conexión 26	96.397	0	0	118.84	22.44
Conexión Ariel Mora	96.397	0.0005	0	118.84	22.44
Conexión 28	94.552	0	0	118.84	24.28
Conexión Hijo Dn. Pablo	94.552	0.0005	0	118.84	24.28
Conexión Dn. Pablo	94	0.0015	0	118.84	24.84
Conexión 31	99.88	0	0	118.84	18.96
Conexión Hijo Dn. Ramon	99.88	0.0009	0	118.83	18.95
Conexión 33	98.4	0	0	118.84	20.44
Conexión Dña. Carmen	98.4	0.0011	0	118.83	20.43
Conexión 35	98.017	0	0	118.84	20.82
Conexión G-28	98.017	0.0005	0	118.83	20.82
Conexión 37	98	0	0	118.84	20.84
Conexión G-29	98	0.0011	0	118.83	20.83
Conexión 39	97.9	0	0	118.84	20.94
Conexión 40	95	0	0	118.84	23.84
Conexión 41	93.1	0	0	118.84	25.74
Conexión William	96	0.0004	0	118.84	22.84

Privado					
Conexión Dn. Justo	93.1	0.0007	0	118.84	25.74
Conexión 44	93.592	0	0	118.84	25.24
Conexión G-33	96.307	0.0004	0	118.84	22.53
Conexión G-32	93.592	0.0008	0	118.84	25.24
Conexión 47	96.317	0	0	118.84	22.52
Conexión Rafael Diaz Hernández	96.317	0.0007	0	118.84	22.52
Conexión 49	94.053	0	0	118.84	24.78
Conexión G-31	94.053	0.0008	0	118.83	24.78
Conexión 51	98.217	0	0	118.84	20.62
Conexión Dn. Ramon	98.217	0.0008	0	118.84	20.62
Conexión 53	95.43	0	0	118.84	23.41
Conexión Chino	95.43	0.0005	0	118.84	23.41
Conexión 55	97.005	0	0	118.84	21.83
Conexión G-30	97.005	0.0011	0	118.83	21.83
Depósito 1	114.956	No Disponible	-0.03	118.85	

Fuente: Elaboración Propia.

Presión Mínima = 11.84

Presión Máxima =25.74

Cuadro 31 Resultado diseño hidráulico red de distribución bajo condición Consumo Máximo Día (Velocidades)

Estados de la Línea de Red de Distribución							
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérd. Unit.	Estado
ID Línea	m	mm		LPS	m/s	m/km	
Tubería 1	63.77	50	150	0.03	0.02	0.01	Abierto
Tubería 2	37.33	50	150	0.03	0.02	0.01	Abierto
Tubería 3	27.2	50	150	0.03	0.02	0.01	Abierto
Tubería 4	14.94	50	150	0.03	0.02	0.01	Abierto
Tubería 5	407.34	50	150	0.03	0.02	0.01	Abierto
Tubería 6	250	50	150	0.03	0.02	0.01	Abierto
Tubería 7	15.7	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 8	40.91	50	150	0.02	0.01	0	Abierto
Tubería 9	40.91	12.5	150	0	0.01	0.03	Abierto

Tubería 10	11.5	50	150	0.02	0.01	0	Abierto
Tubería 11	15.5	12.5	150	0	0.01	0.04	Abierto
Tubería 12	15	50	150	0.02	0.01	0	Abierto
Tubería 13	25.5	12.5	150	0	0.01	0.02	Abierto
Tubería 14	25.2	50	150	0.02	0.01	0	Abierto
Tubería 15	25.2	12.5	150	0	0.01	0.04	Abierto
Tubería 16	17.3	50	150	0.01	0.01	0	Abierto
Tubería 17	17.3	12.5	150	0	0.01	0.04	Abierto
Tubería 18	14.5	50	150	0.01	0.01	0	Abierto
Tubería 19	14.5	12.5	150	0	0.01	0.04	Abierto
Tubería 20	28.7	50	150	0.01	0.01	0	Abierto
Tubería 21	22	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería	28.7	50	150	0.01	0.01	0	Abierto

a 22							
Tuberí a 23	22	12.5	150	0	0.01	0.02	Abierto
Tuberí a 24	22.5	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tuberí a 25	34	12.5	150	0	0.01	0.01	Abierto
Tuberí a 26	14.5	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tuberí a 27	29	12.5	150	0	0.01	0.01	Abierto
Tuberí a 28	40	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tuberí a 29	241	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tuberí a 30	36	12.5	150	0	0.01	0.03	Abierto
Tuberí a 31	150	50	150	0	0	0	Abierto
Tuberí a 32	38	12.5	150	0	0.01	0.04	Abierto
Tuberí a 33	30	50	150	0	0	0	Abierto
Tuberí a 34	47	12.5	150	0	0.01	0.01	Abierto

Tubería 35	59	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 36	47	12.5	150	0	0.01	0.04	Abierto
Tubería 37	52	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 38	91	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tubería 39	28.7	12.5	150	0	0.01	0.04	Abierto
Tubería 40	26	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tubería 41	35	12.5	150	0	0.01	0.01	Abierto
Tubería 42	57	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tubería 43	40	12.5	150	0	0.01	0.02	Abierto
Tubería 44	24	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tubería 45	50	12.5	150	0	0.01	0.02	Abierto
Tubería 46	25	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería	39	12.5	150	0	0.01	0.02	Abierto

a 47							
Tubería 48	25	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 49	23	12.5	150	0	0.01	0.02	Abierto
Tubería 50	23	12.5	150	0	0	0.01	Abierto
Tubería 51	23	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 52	26	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 53	26	12.5	150	0	0	0.01	Abierto
Tubería 54	12	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 55	166.73	50	150	-0.03	0.02	0.01	Abierto

Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro 32 Resultado de diseño hidráulico red de distribución bajo condición Consumo Máximo Hora (Presiones).

Estado de los Nodos de la Red de Distribución					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
Conexión Pto.Ref1	103.615	0	0	118.84	15.23
Conexión 3	103.578	0	0	118.84	15.26

Conexión 4	103.329	0	0	118.84	15.51
Conexión 5	100.766	0	0	118.84	18.07
Conexión 6	102.266	0	0	118.84	16.57
Conexión Bifurcación del camino	107	0	0	118.83	11.83
Conexión Portón Verde	99.885	0	0	118.82	18.94
Conexión Encarnación	99.885	0.0012	0	118.82	18.94
Conexión 10	97.687	0	0	118.82	21.13
Conexión G-16	97.687	0.001	0	118.82	21.13
Conexión 12	97.4	0	0	118.82	21.42
Conexión G-17	97.4	0.0011	0	118.82	21.42
Conexión 14	97.2	0	0	118.82	21.62
Conexión G-18	97.2	0.0008	0	118.82	21.62
Conexión 16	97.179	0	0	118.82	21.64
Conexión G-19	97.179	0.0011	0	118.82	21.64
Conexión 18	97.01	0	0	118.82	21.81
Conexión G-20	97.01	0.0011	0	118.82	21.81
Conexión 20	97.003	0	0	118.82	21.82
Conexión G-21	97.003	0.0011	0	118.82	21.82
Conexión 22	97	0	0	118.82	21.82
Conexión G-22	97	0.0008	0	118.82	21.82
Conexión 24	97	0	0	118.82	21.82
Conexión G-23	97	0.0008	0	118.82	21.82
Conexión 26	96.397	0	0	118.82	22.42
Conexión Ariel Mora	96.397	0.0005	0	118.82	22.42
Conexión 28	94.552	0	0	118.82	24.27
Conexión Hijo Dn. Pablo	94.552	0.0005	0	118.82	24.27
Conexión Dn. Pablo	94	0.0015	0	118.82	24.82
Conexión 31	99.88	0	0	118.82	18.94
Conexión Hijo Dn.	99.88	0.0009	0	118.82	18.94

Ramon					
Conexión 33	98.4	0	0	118.82	20.42
Conexión Dña. Carmen	98.4	0.0011	0	118.82	20.42
Conexión 35	98.017	0	0	118.82	20.8
Conexión G-28	98.017	0.0005	0	118.82	20.8
Conexión 37	98	0	0	118.82	20.82
Conexión G-29	98	0.0011	0	118.81	20.81
Conexión 39	97.9	0	0	118.82	20.92
Conexión 40	95	0	0	118.82	23.82
Conexión 41	93.1	0	0	118.82	25.72
Conexión William Privado	96	0.0004	0	118.82	22.82
Conexión Dn. Justo	93.1	0.0007	0	118.82	25.72
Conexión 44	93.592	0	0	118.82	25.23
Conexión G-33	96.307	0.0004	0	118.82	22.51
Conexión G-32	93.592	0.0008	0	118.82	25.23
Conexión 47	96.317	0	0	118.82	22.5
Conexión Rafael Diaz Hernández	96.317	0.0007	0	118.82	22.5
Conexión 49	94.053	0	0	118.82	24.77
Conexión G-31	94.053	0.0008	0	118.82	24.76
Conexión 51	98.217	0	0	118.82	20.6
Conexión Dn. Ramon	98.217	0.0008	0	118.82	20.6
Conexión 53	95.43	0	0	118.82	23.39
Conexión Chino	95.43	0.0005	0	118.82	23.39
Conexión 55	97.005	0	0	118.82	21.82
Conexión G-30	97.005	0.0011	0	118.82	21.81
Depósito 1	114.956	No Disponible	-0.05	118.85	3.89

Fuente: Elaboración Propia.

P. Mínima = 11.83

P. Máxima = 25.72

Cuadro 33 Resultado de diseño hidráulico bajo la condición Consumo Máximo Hora (Velocidades)

Estados de la Línea de Red de Distribución							
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérd. Unit.	Estado
ID Línea	m	mm		LPS	m/s	m/km	
Tubería 1	63.77	50	150	0.05	0.03	0.03	Abierto
Tubería 2	37.33	50	150	0.05	0.03	0.03	Abierto
Tubería 3	27.2	50	150	0.05	0.03	0.03	Abierto
Tubería 4	14.94	50	150	0.05	0.03	0.03	Abierto
Tubería 5	407.34	50	150	0.05	0.03	0.03	Abierto
Tubería 6	250	50	150	0.05	0.03	0.03	Abierto
Tubería 7	15.7	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 8	40.91	50	150	0.03	0.02	0.01	Abierto
Tubería 9	40.91	12.5	150	0	0.02	0.08	Abierto
Tubería 10	11.5	50	150	0.03	0.02	0.01	Abierto

Tubería 11	15.5	12.5	150	0	0.02	0.09	Abiert o
Tubería 12	15	50	150	0.03	0.02	0.01	Abiert o
Tubería 13	25.5	12.5	150	0	0.02	0.05	Abiert o
Tubería 14	25.2	50	150	0.03	0.01	0.01	Abiert o
Tubería 15	25.2	12.5	150	0	0.02	0.09	Abiert o
Tubería 16	17.3	50	150	0.02	0.01	0.01	Abiert o
Tubería 17	17.3	12.5	150	0	0.02	0.09	Abiert o
Tubería 18	14.5	50	150	0.02	0.01	0.01	Abiert o
Tubería 19	14.5	12.5	150	0	0.02	0.09	Abiert o
Tubería 20	28.7	50	150	0.02	0.01	0	Abiert o
Tubería 21	22	50	150	0	0	0	Abiert o
Tubería 22	28.7	50	150	0.02	0.01	0	Abiert o
Tubería 23	22	12.5	150	0	0.02	0.05	Abiert o
Tubería 24	22.5	50	150	0.02	0.01	0	Abiert o
Tubería 25	34	12.5	150	0	0.01	0.02	Abiert o

Tubería 26	14.5	50	150	0.01	0.01	0	Abiert o
Tubería 27	29	12.5	150	0	0.01	0.02	Abiert o
Tubería 28	40	50	150	0.01	0.01	0	Abiert o
Tubería 29	241	50	150	0.01	0	0	Abiert o
Tubería 30	36	12.5	150	0	0.02	0.06	Abiert o
Tubería 31	150	50	150	0.01	0	0	Abiert o
Tubería 32	38	12.5	150	0	0.02	0.09	Abiert o
Tubería 33	30	50	150	0	0	0	Abiert o
Tubería 34	47	12.5	150	0	0.01	0.02	Abiert o
Tubería 35	59	50	150	0	0	0	Abiert o
Tubería 36	47	12.5	150	0	0.02	0.09	Abiert o
Tubería 37	52	50	150	0	0	0	Abiert o
Tubería 38	91	50	150	0.02	0.01	0	Abiert o
Tubería 39	28.7	12.5	150	0	0.02	0.09	Abiert o
Tubería 40	26	50	150	0.01	0.01	0	Abiert o

Tubería 41	35	12.5	150	0	0.01	0.02	Abierto
Tubería 42	57	50	150	0.01	0.01	0	Abierto
Tubería 43	40	12.5	150	0	0.02	0.05	Abierto
Tubería 44	24	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tubería 45	50	12.5	150	0	0.02	0.05	Abierto
Tubería 46	25	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tubería 47	39	12.5	150	0	0.01	0.04	Abierto
Tubería 48	25	50	150	0.01	0	0	Abierto
Tubería 49	23	12.5	150	0	0.02	0.05	Abierto
Tubería 50	23	12.5	150	0	0.01	0.01	Abierto
Tubería 51	23	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 52	26	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 53	26	12.5	150	0	0.01	0.01	Abierto
Tubería 54	12	50	150	0	0	0	Abierto
Tubería 55	166.73	50	150	-0.05	0.03	0.03	Abierto

Fuente: Elaboración Propia.

En termino general el análisis de la red de distribución utilizando el programa, se aprecian resultados satisfactorios en lo que se refiere a las presiones; indicando de esta manera que cada una de las casas de este anexo contará con presión suficiente según lo establecido en las normas hasta el final del periodo de diseño del sistema.

4.5.10. Presupuesto general del proyecto.

El valor total para este proyecto de agua potable asciende a los C\$445982.70. este se realizó a través de un estudio minucioso de todos los componentes del sistema en el cual se incluye: costos de análisis de calidad de agua, prueba de bombeo, precio de tubería a utilizarse, así como su instalación, costos de valvulerias, materiales, entre otros.

En el siguiente cuadro se presenta el presupuesto del proyecto del sistema.

Cuadro 34 Presupuesto general del proyecto.

Ref.	Descripción	U/M	Cantidad	Costo Total
1	Levantamientos Topográficos	Global	1	10500.00
2	Prueba de Bombeo	Global	1	35280.00
3	Elaboración Parte Estructural Pozo	Global	1	54972.46
4	Tanque de Almacenamiento y Accesorios	Global	1	17843.63
5	Equipo de Bombeo	Global	1	24105.04
6	Línea de Conducción	Global	1	60784.44
7	Red de Distribución	Global	1	109064.60
8	Análisis de Calidad del Agua	Global	1	12000.00
9	Torre	Global	1	35000.00
	Sub Total			359550.17
	Transporte			32500.00
	Impuesto IVA (15%)			53932.53
	SUB TOTAL			86432.53
	GRAN TOTAL			445982.70

Elaboración: Fuente Propia.

Capítulo 5:

Conclusiones y

Recomendaciones.

5.1- Conclusiones:

- Se elaboró el censo en base al 100% de las casas que componen el anexo de la comunidad La Playita, obteniéndose resultados de factores sociales del total de miembros de la comunidad.
- Se realizó un estudio altimétrico que permitió la ubicación de las obras de diseño tales como ubicación de tanque de almacenamiento, tuberías, válvulas, ubicación de pozo, etc. realizándose este con equipos topográficos. (Véase anexo de planos No. 2, 3 y 4 de planos sobre perfiles del terreno en línea de conducción y red de distribución).
- Realizado el diseño hidráulico de línea de conducción y red de distribución del proyecto por medio de Epanet se obtuvieron resultados satisfactorios para el buen funcionamiento del sistema. En el cual la presión mínima se ubica en el punto de Bifurcación del camino con un valor de 11.84 m la cual garantiza el funcionamiento eficiente de atención de agua en las casas
- De la prueba de bombeo realizada, se concluye que la fuente proporciona un caudal de 130 gpm superando, a los 6 gpm que corresponden a el caudal demandado por el proyecto, lo cual da garantía de sostenibilidad de operación en el tiempo proyectado en diseño.
- El costo aproximado para el diseño de este sistema es de C\$445982.70, el cual fue realizado mediante un análisis minucioso del sistema que incluye mano de obra, costo de valvulerías y materiales requeridos en el sistema de agua potable.

5.2. Recomendaciones:

- Capacitar a miembros de este anexo con el fin de que se produzca una operación correcta del equipo de bombeo, para una operación efectiva y eficaz del sistema.
- Gestionar y garantizar la personería jurídica del Comité de Agua Potable y además promover en la población la organización de los Comité de Agua Potable y Saneamiento (CAPS) con el fin de que contribuyan a la ejecución y dirección del proyecto en este.
- Monitorear anualmente los resultados físicos químicos del agua.
- Promover como segunda etapa del proyecto el saneamiento básico rural (letrinas, letrina seca, húmeda, Biofiltros, etc.)
- Realizar un estudio geotécnico y estructural para fase de diseño y construcción del conjunto bases estructurales torre - tanque.
- Incorporación de garantía de sello sanitario para que no exista la introducción de agua superficiales en el pozo.

Bibliografía.

- Diaz, J. (Septiembre de 2019). Conversacion con habitantes de comunidades aledañas. Granada, Nicaragua.
- Gonzalez Arias, H. J. (2012). Estudio hidrogeologico e investigacion de fuentes subterraneas para la Playita, peninsula de Asese, municipio de Granada, departamento de Granada. Nicaragua, Granada.
- Guzman Merlo, R., & Joya Diaz, G. (s.f.). Hidrogeologia. En R. Guzman Merlo, & G. Joya Diaz, Hidrogeologia (págs. 20-23).
- Herrera, R. S. (2007). A B C Sobre el recurso agua en Nicaragua. 7-8.
- Herrera, R. S. (2015). El recurso agua en Nicaragua. El portal Granadino. Obtenido de wiki.Granada:
[https://es.wikipedia.org/wiki/Granada_\(Nicaragua\)](https://es.wikipedia.org/wiki/Granada_(Nicaragua))
- INAA. (08 de Agosto de 2000). Normas Tecnicas para el diseño de abastecimiento y potabilizacion del agua (NTON 09003-99). Normas Tecnicas para el diseño de abastecimiento y potabilizacion del agua (NTON 09003-99). Nicaragua, Nicaragua.
- INAA. (06 de Noviembre de 2001). Guia para la organizacion y administracion de acueductos rurales. Guia para la organizacion y administracion de acueductos rurales. Nicaragua, Nicaragua.
- INAA. (31 de Octubre de 2011). Normas para el Diseño de abastecimiento de agua potable y Saneamiento rural. Normas para el Diseño de abastecimiento de agua potable y Saneamiento rural. Nicaragua, Nicaragua.
- La Prensa, N. (25 de Marzo de 2018). Agua contaminada y escas en la zona rural de Nicaragua. La Prensa.
- Leon, R. (Julio de 2014). <https://es.slideshare.net/Rubenlevideleon/el-censo-45590786>. Obtenido de <https://es.slideshare.net/Rubenlevideleon/el-censo-45590786>: <https://es.slideshare.net/Rubenlevideleon/el-censo-45590786>
- Mancebo del Castillo, U. (1987). Teoria del Golpe de Ariete y sus aplicaciones en la ingenieria hidraulica. Mexico: Limusa.

Mauricio, A. (2001). Manual de Autocad 2000. Mexico.

Rivas Palma, B. (2012). Topografia 2. Apuntes de clase. Nicaragua, Nicaragua.

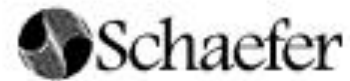
Valladares, F. (2015). Recurso hidricos. En F. Valladares, Explotacion de las Aguas Subterraneas. Mexico. Obtenido de https://es.wikipedia.org/wiki/Recurso_h%C3%ADrico

Wikipedia. (2015). wiki.Granada. Obtenido de wiki.Granada.

Anexos.

Anexo 1: Curva Característica de la Bomba.





The Tri-Seal 4" submersible pump features the Tri-Seal floating stage system. This stage system further improves efficiency and protects against wear when pumping abrasives. For details on how to become a registered dealer and receive a 5-year warranty, contact your local distributor.

- 300 Series stainless steel hub floats with the impeller maintaining a positive seal
- Phenolic washer provides downthrust protection
- Scooped impellers provide high efficiency performance and abrasion resistance
- Advanced thermoplastic diffuser and disc - proven abrasion-resistant material
- Floating stage design allows impeller to float independently
- Removable, spring-loaded check valve
- Maximum water temperature: 120 °F/49 °C
- Ceramic shaft sleeve and rubber discharge bearing protect shaft and eliminate sand wear
- Powered by Franklin Electric corrosion-resistant super stainless 4" submersible motor with lightning protection
- Patented impeller hub seal system seals radially and axially to prevent fluid recirculation, providing high performance in the harshest conditions

Tri-Seal™
Floating Stage System
U.S. Patent No. 7,210,384



1L 778
 23A 10W
 23P 1000 200
 23P 1000 200 (Pump and only)

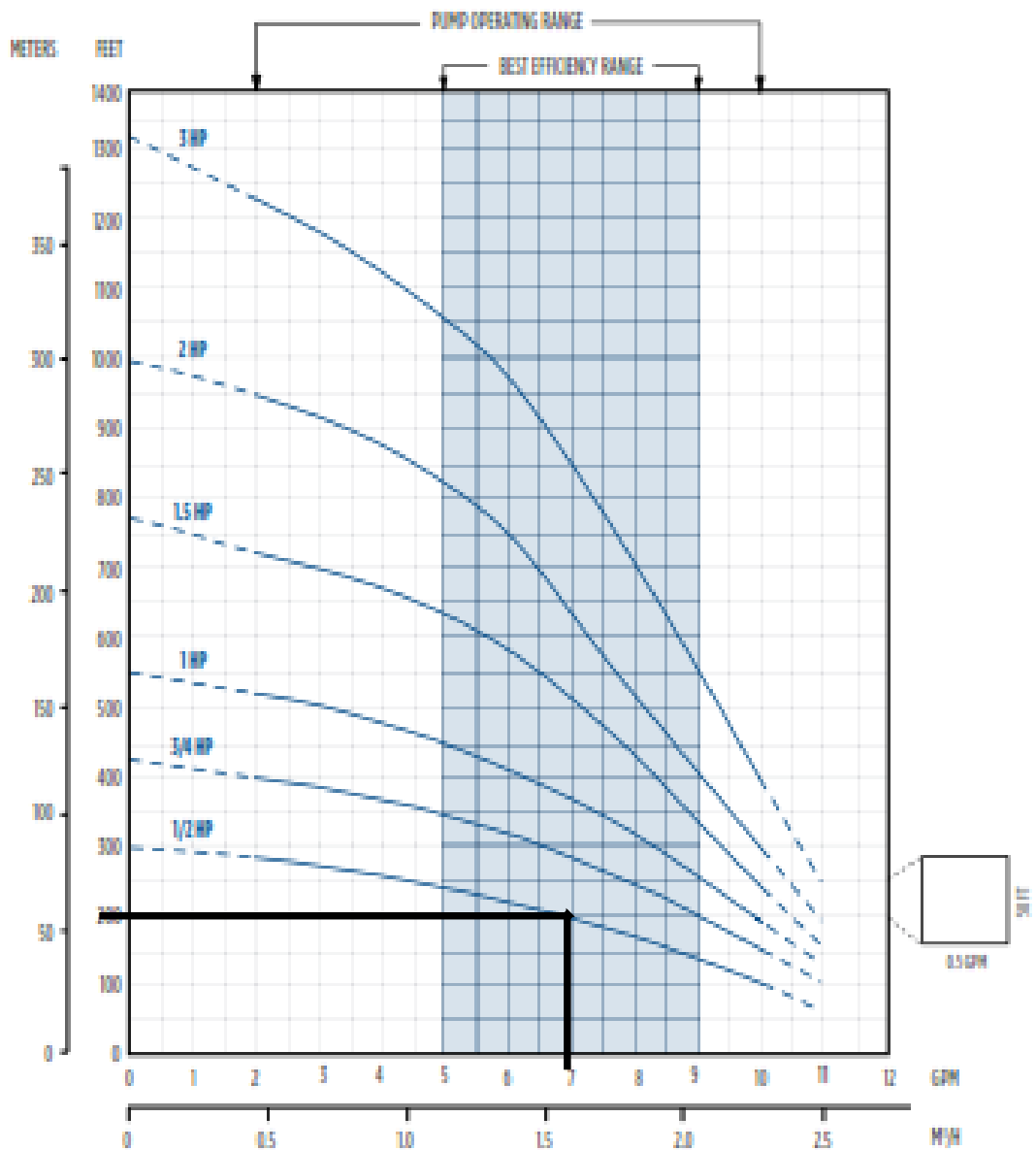


160

Ilustración 5 Curva característica de la bomba para los 10 primeros años.

4" TRI-SEAL PUMPS - 7 GPM

PERFORMANCE

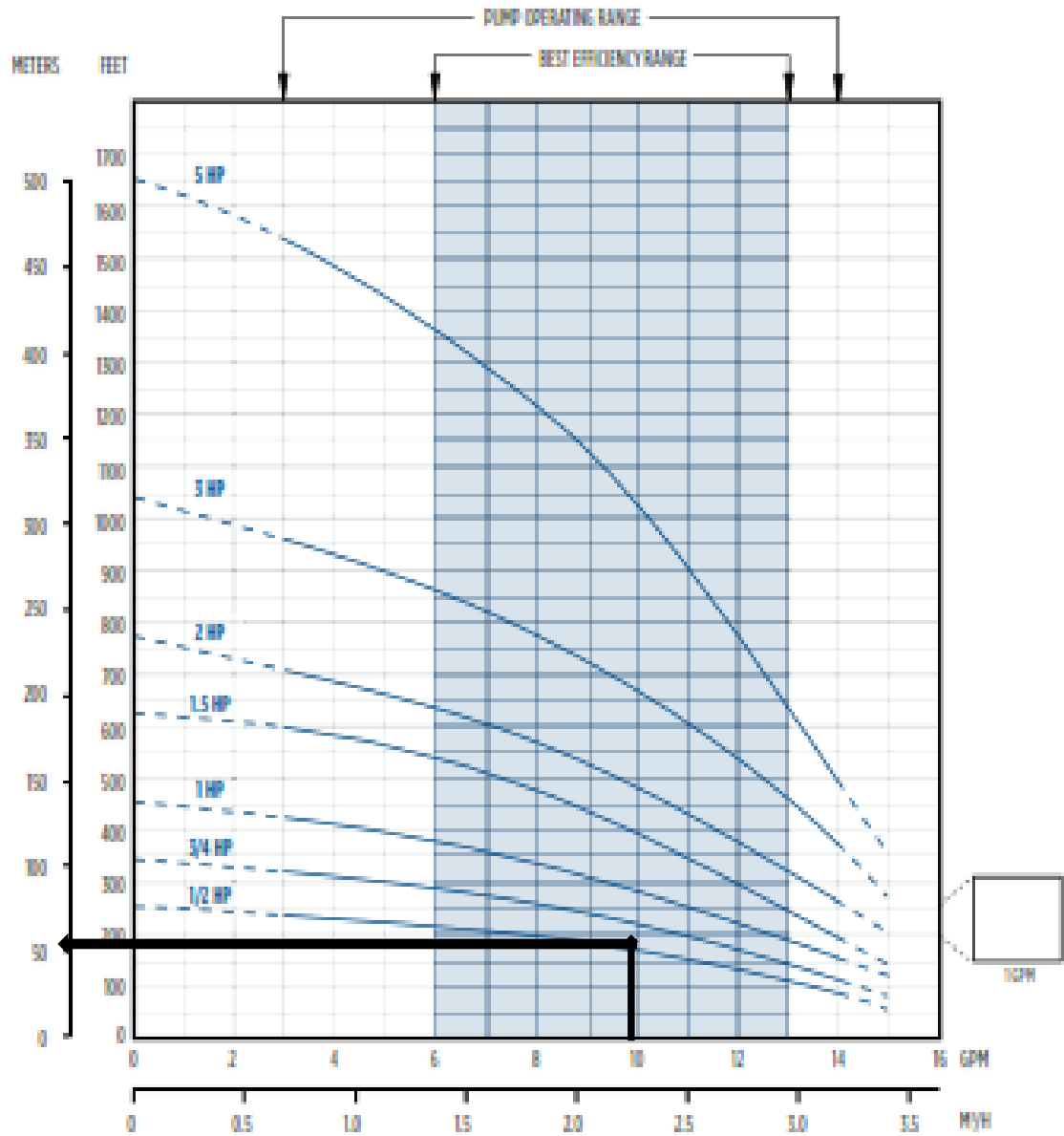


Elaboración: Fuente Propia.

Ilustración 6 Curva característica de la bomba para los 10 años restantes del sistema.

4" TRI-SEAL PUMPS - 10 GPM

PERFORMANCE



Fuente: Elaboración Propia.

Anexo 2: Prueba de Bombeo.

Cuadro 35 Datos recolectados en campo sobre prueba de bombeo realizada a la fuente propuesta para el diseño (Descenso).

DESCENSO				
Hora	Tiempo (min)	Descenso (mts)	H. Piezométrica	Observación
	0	6.73		
9:15	1	6.55		
9:16	2	6.90		
9:17	3	6.90		
9:18	4	6.90		Agua un poco turbia
9:19	5	6.90		
9:20	6	6.90		
9:21	7	6.90		
9:22	8	6.90		
9:23	9	6.90		Agua mejora. Casi limpia
9:24	10	6.90	8.5"	
9:26	12	6.92		Chequeo agua en balde. Asentada más limpia
9:28	14	6.92		Toma de muestra en el balde de nuevo
9:30	16	6.92		Bajo una pulgada
9:32	18	6.92		
9:34	20	6.92		
9:39	25	6.92		
9:44	30	6.92		Agua más limpia
9:49	35	6.92		
9:54	40	6.92		
9:59	45	6.92	8.5"	Toma de CE de agua= 559
10:04	50	6.92		

10:09	55	6.92		
10:14	60	6.92		Descenso de 17.78 cm
10:24	70	6.95	Descenso de 17.78 cm	No hay fluctuaciones en el caudal
10:34	80	6.95		
10:44	90	6.95		
10:54	100	6.95		
11:04	110	6.95		
11:14	120	6.95		Toma de CE de agua= 616
11:34	140	6.97		Agua más limpia. Baja una pulgada
11:54	160	6.97		
12:14	180	7.01		Toma de CE de agua= 642
12:34	200	7.01		
12:54	220	7.01		
1:14	240	7.01		Toma de CE de agua= 650
1:54	270	7.01		
2:14	300	7.01		Toma de CE de agua=683
2:44	330	7.01		Toma de CE de agua=690
3:14	360	7.01		Toma de CE de agua=693
3:38	420	7.01		

Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro 36 Datos recolectados en campo sobre prueba de bombeo realizada a la fuente propuesta para el diseño (Recuperación)

RECUPERACION		
Tiempo	Tiempo de bombeo (min)	Descenso (mts)
	0	6.11
3:38	1	6.11
3:43	5	6.11
3:44	1	6.11
3:45	2	6.11
3:46	3	6.11
3:47	4	6.11
3:48	5	6.11
3:49	6	6.11
3:51	8	6.11
3:53	10	6.11
3:55	12	6.11
3:57	14	6.11
4:02	20	6.1
4:07	25	6.1
4:12	30	6.08
4:20	35	6.07
4:25	40	6.06
4:30	45	6.05
4:35	50	6.05
4:40	55	6.05
4:50	60	6.05
5:00	70	6.05
5:10	80	6.05

Fuente: Elaboración Propia.

Con los datos recolectados en campo de la prueba de bombeo realizada a la fuente propuesta para el sistema, se procede a el cálculo de Coeficiente de Almacenamiento y el Coeficiente de Transmisibilidad del acuífero.

De los datos obtenidos por la prueba de bombeo se realiza una gráfica semi logarítmica con estos (tiempo vs rebajamiento), luego se aplica las fórmulas de Copper Jacob para los cálculos de estos coeficientes.

Calculo del Coeficiente de Transmisibilidad:

$$T = \frac{0.183 \times Q}{\Delta S}$$

Donde: T transmisibilidad del acuífero (m² / día)

Q es el caudal de bombeo. (m³ / día)

ΔS es el abatimiento por ciclo logarítmico de tiempo. (m)

Q = 130 gpm. ≈ 708.33 m³ / día.

ΔS = 0.0200 m

$$T = \frac{0.183 \times 708.33}{0.0200} = 6481.2195$$

T = 6481.2195 m² / día.

Calculo del Coeficiente de Almacenamiento:

$$S = \frac{2.25 \times T \times t}{r^2}$$

Donde: S Coeficiente de Almacenamiento (adimensional).

T Coeficiente de Transmisibilidad (m² / día).

t₀ tiempo de intersección de la línea recta con el cero abatimiento en días

r² radio de influencia del pozo.

$$S = \frac{2.25 \times 6481.2195 \times 0.2}{(42)^2} = 1.6534$$

$$S = 1.6534$$

Anexo 3: Accesorios de Sarta de Bombeo.

Ilustración 7 Especificaciones técnicas de válvula de aire utilizada en el sistema



Válvula de aire combinada

Modelo C10

BERMAD C10 es una válvula de aire combinada de alta calidad, destinada a diversos sistemas de riego y variadas condiciones de funcionamiento. Esta válvula expulsa el aire durante el llenado de la tubería, permite la descarga eficiente de bolsas de aire de las tuberías presurizadas, y admite grandes volúmenes de aire en caso de vaciado de la tubería.

Gracias a su diseño aerodinámico de avanzada y doble orificio, esta válvula proporciona una excelente protección contra la acumulación de aire, y la formación de vacío, con cierre hermético mejorado al funcionar con presiones bajas.



1", 1"-C10

2"-C10

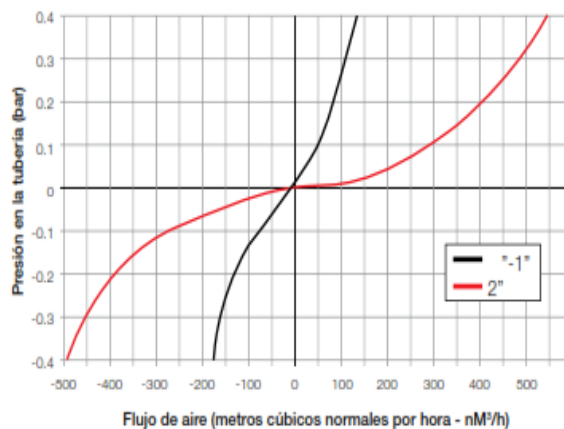
Modelo C10

Serie de válvulas de aire

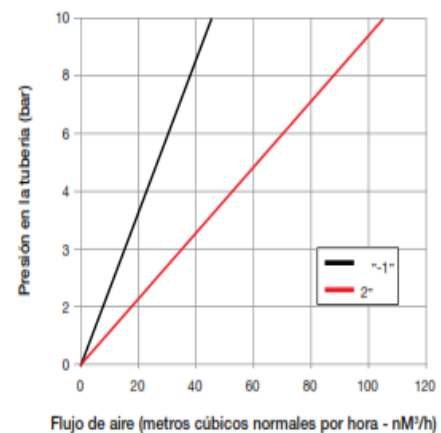
Diagramas de flujo de aire

Alivio y admisión de aire

(Llenado y vaciado de la tubería, condiciones de vacío)

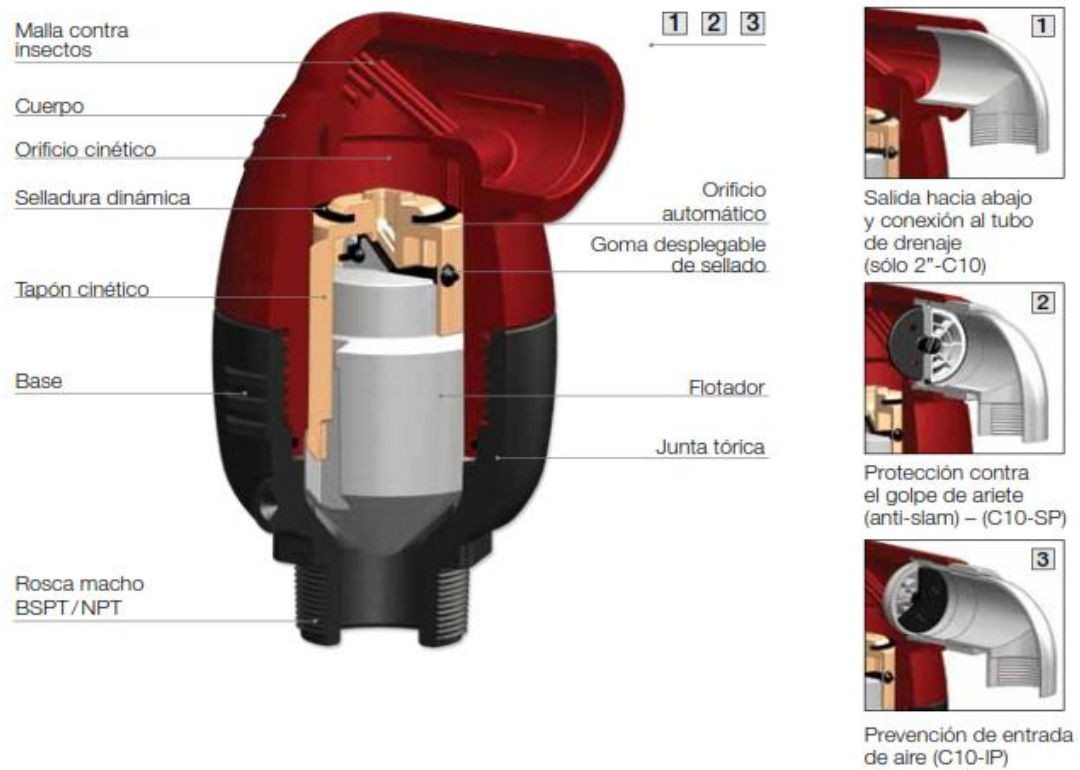


Purga de aire (funcionamiento bajo presión)



Fuente: Elaboración Propia.

Ilustración 8 Componentes internos de válvula de aire utilizada en el sistema



Fuente: Elaboración Propia.

Ilustración 9 Especificaciones Técnicas de Válvula pase utilizada en el proyecto.

▶ USOS:
Para Agua y Líquidos Neutros Máximo a 71°C

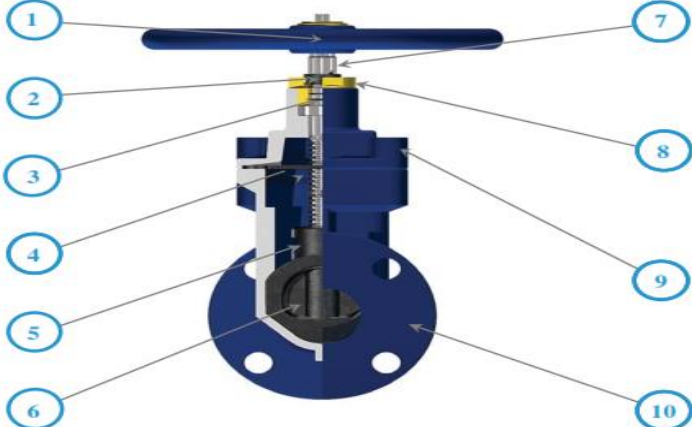
▶ ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES:

• Cuerpo, Bonete, Brida Estopero	▶ Hierro Dúctil ASTM A536
• Recubrimiento	▶ Resina Epóxica Adherida por Fusión Electrostática Aplicada. Cumple AWWA C550
• Vástago	▶ Acero inoxidable ASTM A582
• Cuña	▶ Hierro Dúctil ASTM A536, encapsulado con compuesto de hule EPDM
• Pernos Brida Estopero y Bonete	▶ Acero Inoxidable ASTM A536
• Empaque Bonete y Vástago, Sellos O-Ring Vástago, Sello O-Ring Brida	▶ Hule de Nitrilo Buna – N ASTM D2000



Fuente: Elaboración Propia.

Ilustración 10 Componentes de Válvula Pase.



▶ LISTA DE COMPONENTES

1. Volante o Tuerca de Cuña
2. O-Rings de Soporte de Vástago
3. O-Rings de Vástago
4. Sello de Brida de Estópero
5. Soporte de Empuje de Compuerta
6. Compuerta
7. Vástago Fijo (NRS)
8. Soporte de Fijación Vástago
9. Brida de Estópero
10. Cuerpo

Válvula de Compuerta de Asiento Resiliente **Américas Valves**

Fuente: Elaboración Propia.

Ilustración 11 Especificaciones técnicas de medidor de agua

Medidores de Agua

WPH 40-500 mm

Turbina Tipo Woltman

Propulsor de Transmisión Magnética, Cámara Seca

Norma Internacional ISO 4064 Clase B

El medidor de agua **BAR METERS Woltman** está diseñado especialmente para trabajo en sistemas de operación en condiciones exigentes.

Estos medidores se distinguen por asegurar una pérdida de carga especialmente baja y con grandes caudales, pueden ser especificados en aplicaciones industriales, distribución de agua, obras hidráulicas, y en sistemas agrícolas.

Los medidores están basados en el principio **Woltman** miden la velocidad del agua que fluye a través de ellos con la ayuda de una turbina. Conociendo el contenido de la cámara de medición, en la relojería se produce una conversión mecánica en volumen, indicándose su valor en metros cúbicos.

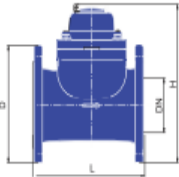
BAR METERS

Datos Técnicos

Diámetro nominal	DN	mm	40	50	65	80	100	125	150	200	250	300	400	500
Caudal nominal	qp	m³/h	15	15	25	40	60	100	150	250	400	600	1000	1500
Caudal máximo (corta duración)	qs	m³/h	60	90	120	150	250	300	350	650	1200	1500	2500	4000
Caudal máximo (larga duración)	qs	m³/h	30	30	50	80	120	200	300	500	800	1200	2000	3000
Caudal de transición (+2%)	qt	m³/h	3	3	5	8	12	20	30	50	80	120	200	300
Caudal mínimo (+5%)	qmin	m³/h	0.45/0.6	0.45/0.6	0.75/1.0	1.2/1.6	1.8/2.4	3/4.0	4.5/6.0	7.5/10	12	18	30	45
Perdida de carga en qs		Bar	0.3								0.1			
Lectura máxima		m³	999,999/9,999,999						9,999,999/99,999,999				999,999,999	
Lectura mínima		m³	0.0005/0.002						0.005/0.02				0.2	
Pulso		m³/p	0.1/1						1/10				10/100	

Dimensiones

Diámetro nominal	DN	mm	40	50	65	80	100	125	150	200	250	300	400	500
Longitud	L	mm	200	200	200	225/200	250	250	300	350	450	500	600	800
Altura	H	mm	206	210	218	280	290	310	320	364	475	503	664	763
Diámetro de Brida	D	mm	150	165	185	200	220	250	285	340	405	460	580	715
Peso		kg	9.8	10.6	11.6	16.3/15.5	17.8	21.6	31.5	46	94	114	199	340



Fuente: Elaboración Propia.

BERMAD Irrigation



400 Series

Pressure Relief

Quick Pressure Relief Valve

IR-43Q-R

The BERMAD Quick Pressure Relief Valve is a hydraulically operated, diaphragm actuated control valve that relieves excessive line pressure when it rises above the preset maximum. It responds to a rise in system pressure immediately, accurately and with high repeatability, by opening fully. The BERMAD Model IR-43Q-R provides smooth drip tight closing.



Technical Data

Patterns and Sizes: Globe: 1½"-16"; DN40-400 Angle: 3-4"; DN80-100

End connections:

Size		1½"	2"	2½"	3"R	3"	4"
Threaded	Globe	■	■	■	■	■	■
	Angle	■	■	■	■	■	■
Flanged	Globe	■	■	■	■	■	■
	Angle	■	■	■	■	■	■
Grooved	Globe	■	■	■	■	■	■
	Angle	■	■	■	■	■	■

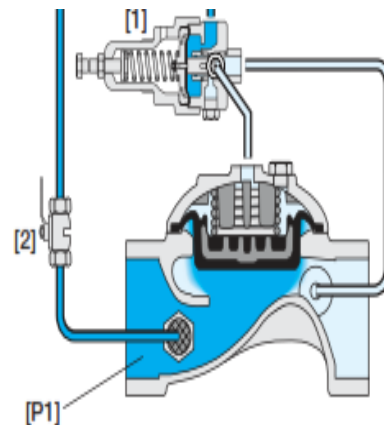
Pressure Rating: 16 bar; 232 psi

Operating Pressure Range: 0.5-16 bar; 7-232 psi

For lower pressure requirements, consult factory

Setting Range: 1-10 bar; 15-232 psi

Setting ranges vary according to specific pilot spring. Please consult factory.



The Pressure Relief Pilot [1] commands the Valve to open immediately should the Upstream Pressure [P1] abruptly rise above setting, and to close smoothly when it falls below setting.

The Vented Cock Valve [2] enables manual operating tests.

Anexo 4: Set de Planos