



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Tecnología de la Construcción
INGENIERIA CIVIL

**Rediseño y Ampliación del Sistema de Agua potable en la
Comunidad San Pedro de Los Molinas, Municipio de San
Marcos Carazo.**

Trabajo Monográfico Elaborado por:

Br. Hernández Molina, Samuel Martin.

Br. Narváez Téllez, Jesús Antonio.

Br. Torres Paya, Holman Adán.

Sometido a la:
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
Como requisito para optar al título de:
Ingeniero Civil

Tutor:
Silva Rocha, Bryon Antonio.

Managua, Nicaragua – 2017

ÍNDICE

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 Introducción	6
1.2 Antecedentes.....	8
1.3 Justificación	10
1.4 Objetivos.....	11
1.4.1 Objetivo general.....	12
1.4.2 Objetivos específicos.....	12
2.1 Descripción del área de estudio	12
2.2 Información socioeconómica	14
2.3 Origen, manifestación y movimiento del agua subterránea	16
2.4 Humedad del suelo y agua subterránea	17
2.5 Distribución sub-superficial del agua	18
2.6 Definiciones y parámetros para diseños de pozos	27
2.7 Criterio de diseño de pozo	39
2.8 Montaje y sistema de propulsión	53
2.9 Estaciones de bombeo	63
2.10 Normas CAPRE para la calidad del agua.....	73
2.11 Estudios topográficos	75
2.12 Método de desinfección.....	77
2.13 Costo y presupuesto.....	78
3.1 Información recopilada	80
3.2 Caracterizar hidrogeología de la formación acuífera en la zona de estudio	87
3.3 Determinar y caracterizar los parámetros para el diseño del pozo.....	91
3.4 Diseñar y seleccionar el equipo de bombeo según demanda y rendimiento del pozo	101

4.1 Precipitación	116
4.2 Condiciones extremas	116
4.3 Parámetros preliminares.....	126
4.4 Golpe de ariete	131
4.5 Caracterizar hidrogeología de formación acuífera en la zona de estudio	133
4.6 Determinar y caracterizar los parámetros para el diseño del pozo.....	138
4.7 Determinación del equipo para la prueba de bombeo.....	151
4.8 Línea de conducción e impulsión.....	164
4.9 Sistema de cloración.....	164
4.10 Casetas de operador y paneles eléctricos.....	165
4.11 Análisis hidráulico de la red de distribución	163
4.12 Diseño del tanque para almacenamiento	172
4.13 Conexiones domiciliarias	172
4.14 Presupuesto	172
4.15 Evaluación del impacto ambiental	173
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	186
5.1 Conclusiones	186
5.2 Recomendaciones.....	189
VI. BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS	191
6.1. Webgrafía	191

Dedicatoria

Queremos dedicar esta monografía a Dios, porque siempre ha estado con nosotros en las buenas y en las malas, y nunca nos ha abandonado, a pesar de las adversidades que se presentan en el camino.

A nuestros padres, ya que, gracias a ellos, pudimos estudiar en la universidad y tener una formación profesional, además de que nos brindaron su apoyo durante todo el proceso académico para realizar este trabajo.

Agradecimiento

Agradecemos primeramente a Dios por darnos la salud que tenemos, y el entendimiento para hacerle frente a las demandas académicas. Estamos seguros de que nuestras metas planteadas darán fruto en el futuro; y, por ende, debemos esforzarnos cada día para ser mejores.

Igualmente, nuestra gratitud a todos nuestros maestros, ya que ellos nos enseñaron a valorar los estudios y a superarnos cada día, también agradecemos a nuestros padres, porque ellos estuvieron en los días más difíciles de nuestras vidas como estudiantes.

Nuestro agradecimiento va también dirigido a nuestro tutor, el cual nos apoyó y orientó durante todo el proceso de trabajo monográfico y estuvo dispuesto a apartar el tiempo requerido para dicho objetivo, hubo días complicados y ciertos retrasos, así como otras dificultades; sin embargo, pudimos hacerles frente a todos ellos con él.

Resumen ejecutivo

El presente documento, es el resultado de una investigación que, tiene como objetivo el brindar una solución factible a una problemática de índole social relacionada con el abastecimiento de agua potable. Se pretende brindar las directrices para hacer realidad el sueño, hasta ahora utópico, de disponer del recurso planteado.

El proyecto surge como respuesta a la necesidad de mejorar las condiciones de servicio del actualmente deficiente sistema de abastecimiento de agua potable de la comunidad de San Pedro de los Molinas, en el municipio de San Marcos, en el departamento de Carazo, en Nicaragua. Cabe destacar que la población del sitio de estudio está de acuerdo con las propuestas del presente trabajo y se plantea la posibilidad de invertir en las mismas en un futuro.

El estudio logró identificar los problemas y necesidades más críticas a evaluar y presenta un análisis multidisciplinario detallado, etapa por etapa para abordar el problema global de manera integral. En el primer capítulo se describe las condiciones del sitio de estudio, así como sus características más relevantes. En el segundo capítulo se aborda los conceptos indispensables a considerar para el diseño a implementar.

En el tercer capítulo, se comienza a profundizar en los procedimientos y formas de trabajo a utilizar, así como en la determinación de los parámetros fundamentales que rigen el diseño, para utilizarlos como base para realizar los cálculos y obtener los resultados. Los cálculos y resultados se aprecian en el cuarto capítulo; y, las recomendaciones y conclusiones, en el quinto capítulo.

En los últimos capítulos se aprecia planos, imágenes y otra serie de documentos que sirve de complemento al ya en su mayoría abarcado trabajo. El objetivo del presente material, es el de brindar una respuesta efectiva y detallada a la problemática que aqueja a la población de la comunidad.

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 Introducción

El agua es el elemento más importante de la naturaleza, se obtiene fundamentalmente por su caída a la Tierra en forma de lluvia, fluye por la superficie terrestre cercando arroyos, ríos y lagunas, está en constante movimiento de acuerdo a la topografía por donde se desliza, de esta manera forma lo que llamamos cuenca. La vida del ser humano depende del agua; sin embargo, cuando no es apta para el consumo humano, resulta ser portadora de enfermedades gastrointestinales.

Nicaragua tiene recursos hídricos suficientes para satisfacer las necesidades de abastecimiento de agua actual y futura de la población, ya sea para un fin industrial, humano, doméstico o para recreación. Hay problemas de disponibilidad en los recursos hídricos en algunas zonas del País, por consiguiente, hay sectores que no tienen acceso al abastecimiento, y si lo tienen, probablemente no existen condiciones excelentes en la calidad del mismo.

Debido al déficit en la oferta de aguas superficiales y la deforestación extensiva que han sufrido las cuencas en los últimos años, se ha incrementado significativamente la explotación de las aguas subterráneas, para diferentes usos. Este aprovechamiento, que en la mayoría es sin ninguna evaluación y control del recurso, ha generado en algunas áreas una serie de impactos ambientales negativos sobre este, ocasionados por su explotación intensiva. El desarrollo agrícola en Nicaragua se ha caracterizado por la cultura del monocultivo en las áreas potencialmente aptas para la agricultura.

La comunidad San Pedro Los Molinas, ubicada en el municipio de San Marcos, se encuentra al Norte: Municipio de la Concepción. Al Sur: Municipio de Diriamba y Jinotepe, y al Este: Municipio de Masatepe. Al Oeste: Municipio de San Rafael

del Sur de Managua, en la Carretera Panamericana a 9 km fuera de la carretera en dirección NE.

En el año 2016 la comunidad es habitada por 972 personas, sus principales actividades económicas son la ganadería, la agricultura y el comercio. La población dispone en la actualidad, de agua potable limitada 6 horas cada 3 días, de energía eléctrica y otros servicios.

Actualmente, la cantidad y calidad del servicio de agua es deficiente y la cobertura es mínima, alrededor del 10 % de la población, en la comunidad se presentan enfermedades relacionadas con la calidad del agua, diarrea, entre otras. Los problemas centrales son los altos costos de operación y mantenimiento, y el racionamiento de agua, debido a que el tanque no tiene la capacidad de abastecimiento y los componentes del pozo existente, principalmente la camisa, deben ser reemplazados debido a que ya tienen 29 años en uso sin un debido mantenimiento.

Además de esto hay que añadir que el aumento acelerado de la población de la comunidad hace que la demanda de consumo sea mayor en proporción a lo que puede suministrar el servicio existente. En la actualidad, las captaciones superficiales se han secado donde se abastecía parte de la población, esta comunidad ha jugado un rol protagónico y muy colaborador, trabajando en conjunto con la alcaldía y ENACAL en las gestiones correspondientes y de manera muy organizada, llegando a involucrar inclusive activamente a mujeres y niños.

El sistema de abastecimiento existente funciona con la siguiente configuración: Fuente-tanque-red. La fuente de abastecimiento es subterránea, con 500 pies de profundidad, de los cuales el cable sumergible en la actualidad solo da para 150 pies, por lo que se propone el diseño en su totalidad del sistema actual.

1.2 Antecedentes

El actual sistema de abastecimiento de agua potable de la comunidad San Pedro de los Molinas, ubicado en el municipio de San Marcos, Carazo, fue diseñado por autoridades de la alcaldía de San Marcos y construido por el comité de desarrollo comunal los Molinas en 1988.

El sistema de abastecimiento actual que opera en la comunidad cuenta con sistema eléctrico para operar los diferentes componentes del sistema, tanque de abastecimiento, red de distribución por medio de tuberías PVC, bomba sumergible de 7.5 HP y 230 V, pozo de 500 pies de profundidad en el cual se utilizó una tubería de hierro, la cual ya tiene 10 años de uso. No se dispone de ningún tipo de tratamiento para el agua actualmente debido a que no han hecho estudios formales para la determinación de la calidad del agua.

Existe muy poca información concreta de cómo fue diseñado o construido el sistema de abastecimiento, no existen planos formales que expresen el diseño del mismo, el último estudio topográfico fue realizado fue en el 2006 y no existen registros digitales del mismo, únicamente se tienen bosquejos impresos de ese mismo año, existen listas de cotizaciones de materiales ocupados para construcción hechas a petición de la alcaldía de San Marcos a la empresa AQUATEC S.A.

En la actualidad existen 172 conexiones activas e instaladas que abastecen a 972 personas de la comunidad. Anteriormente los pobladores se abastecían de agua de pilas, ríos y de otras comunidades, después se construyó un pozo de agua donde se vendía el vital líquido a quienes llegaban a comprarlo, pues esta agua era más segura para el consumo humano que el agua de los ríos y tenía dueño. Ya ha mediado de los 80, cuando la comunidad iba creciendo, se contempló la idea de construir otro pozo con el apoyo de fondos extranjeros, CEPAD, la alcaldía municipal y la misma comunidad representada por un grupo de personas.

Así se logra tener por primera vez el agua potable, pero por algunas dificultades esto no dio resultado y no se lograba recolectar fondos para el buen funcionamiento del pozo, luego hubo desperfectos mecánicos en el pozo y dejó de abastecer a todas las casas, así que toda la comunidad regresó de nuevo con los carretones, carretas o a la cabeza a traer el agua hasta donde estaba ubicado el pozo, así esperó aproximadamente 12 años hasta contar con el apoyo de la Alcaldía de San Marcos y un organismo no gubernamental (Visión Mundial Nicaragua), fue así que en el año 2006 el sueño de tener agua potable se volvió realidad.

A continuación, se muestra un resumen de los principales hechos relacionados con la provisión de agua en la Comunidad San Pedro Los Molina, los cuales dan una idea de lo más relevante que aconteció en la comunidad desde hace aproximadamente 28 años:

1988: Se perfora el pozo de agua, sistema combustible porque no había energía eléctrica, red domiciliar.

1993: Se produce un debilitamiento en el motor y el agua es halada desde la escuela en carreta y carretones.

1998: La administración pasa a manos de la Alcaldía de San Marcos y en el año 99 es administrada nuevamente por la comunidad.

2006: Cambio de sistema eléctrico domiciliar, ya había energía desde 2001.

2011: Cambio de bomba de 6 HP.

2014: Cambio de bomba de 7.5 HP.

1.3 Justificación

En la comunidad de San Pedro de los Molinas el servicio del agua potable es deficiente y la cobertura actual es muy baja. El enfoque a desarrollar es en dar solución a esta problemática al hacer un diseño eficiente de distribución de agua potable para esta comunidad. Se pretende para superar los problemas de abastecimiento de agua potable, diseñar una nueva red de distribución y su sistema de almacenamiento.

Los actuales costos de operación y mantenimiento para abastecerse de agua potable son una de las principales razones por la cual se ha decidido desarrollar este tema monográfico en esta comunidad en particular, para estas personas es crítico que este diseño y ampliación del actual deficiente sistema de abastecimiento cuenta con un tanque que carece de la capacidad para suplir la creciente demanda debido a un acelerado crecimiento poblacional, es costoso obtener agua potable para esta comunidad debido que la mayor parte de la misma obtiene este recurso a través de camiones cisterna u otros medios para transportar el agua hasta las viviendas.

El racionamiento del servicio de agua potable en esta comunidad obliga a la población a almacenar agua en recipientes que a menudo hospedan mosquitos portadores de enfermedades causantes de posibles epidemias y muertes.

Acuíferos superficiales cercanos a la comunidad han sido de gran ayuda para suplir parte de la creciente demanda del uso de agua usualmente para uso domiciliar, ocasionando la desaparición de los mismos, agravando la problemática del actual deficiente sistema de abastecimiento.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Rediseñar y ampliar el sistema de agua potable de la comunidad de San Pedro los Molinas, Municipio de San Marcos, departamento de Carazo.

1.4.2 Objetivos específicos

1. Evaluar las condiciones socioeconómicas de la comunidad mediante levantamiento de encuestas y censos.
2. Realizar el levantamiento topográfico en toda la comunidad para determinar el emplazamiento de las principales obras.
3. Evaluar las condiciones y propiedades de uso del sistema existente.
4. Determinar la demanda de la red con la población a beneficiar.
5. Hacer el análisis hidráulico de todo el sistema a diseñar (fuente-tanque-red).
6. Dibujar planos de todo el sistema.
7. Elaborar presupuesto y cálculo de cantidad de materiales.
8. Diseñar el sistema de tratamiento en caso de requerirse.
9. Realizar una evaluación ambiental.
10. Presentar manuales de operación y mantenimiento del sistema.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Descripción del área de estudio

2.1.1 Características del sitio

El municipio de San Marcos es uno de los principales municipios del departamento de Carazo, está ubicado en la Meseta de los Pueblos, en una región de actividad económica de agro exportación. goza de una posición geográfica importante que le ha permitido históricamente ofrecer a sus habitantes una mayor cantidad de servicios sociales que otros municipios cercanos.

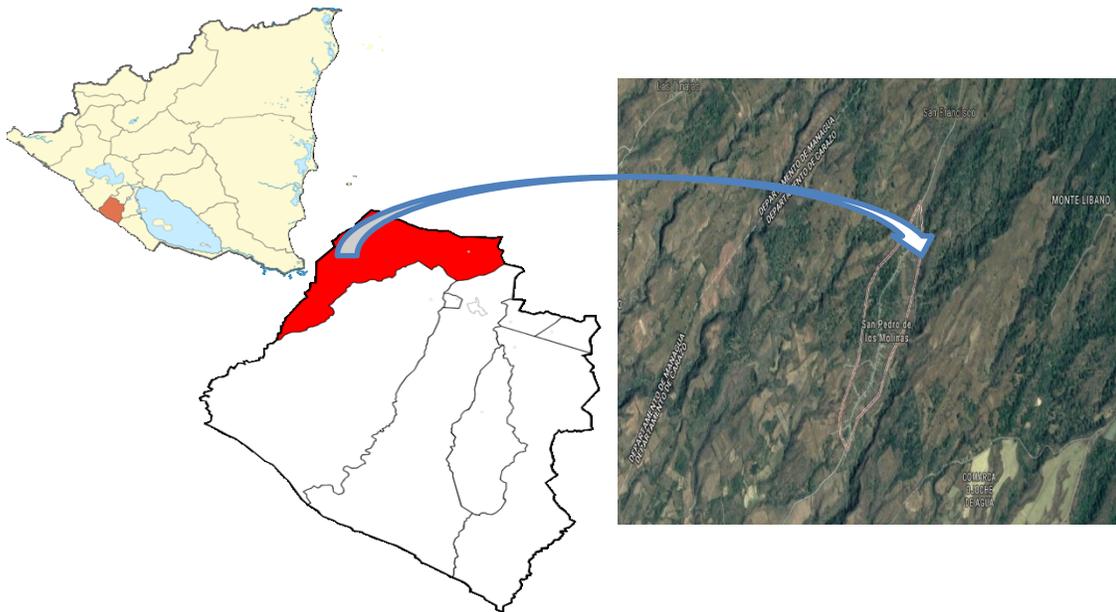
La extensión territorial es de 118.11 km², siendo su fecha de fundación en el año de 1,905. La ubicación geográfica es la siguiente: Se encuentra entre las coordenadas 11°54' latitud norte y 86°14' longitud oeste y una altitud sobre el nivel del mar de 552.4 msnm. Sus límites territoriales son: Al Norte: Municipio de la Concepción. Al Sur: Municipio de Diriamba y Jinotepe. Al Este: Municipio de Masatepe. Al Oeste: Municipio de San Rafael del Sur.

Densidad poblacional: 260 hab/km². Clima: Cuenta con un clima de sabana tropical que se caracteriza por ser relativamente fresco. La temperatura media anual oscila entre los 23° y 27° C. La precipitación varía entre los 1,200 y 1,400 mm, caracterizándose por una buena distribución durante el año.

La cabecera municipal está ubicada a 37 km de la ciudad de Managua. San Marcos se encuentra ubicado en el corazón de la meseta de Carazo, en la parte noroccidental de la región sur de Nicaragua. Las variaciones en las alturas del terreno no son muy marcadas y no existen picos de importancia. No existen en el municipio lagunas ni ríos, y solamente en la parte norte occidental existen accidentes geográficos como quebradas y cañadas.

La actividad económica fundamental es la agropecuaria, teniendo mayor importancia dentro de la actividad primaria el sector agrícola; existen grandes áreas o plantíos dedicados al cultivo del café, granos básicos, cítricos y hortalizas, entre otros. Cabe mencionar que existe una pequeña industria artesanal, algún tipo de agroindustria (beneficio de café) y una fábrica de plástico.

Imagen 1: Macro y microlocalización de comunidad San Pedro de los Molinas



Fuente: Google Earth

2.2 Información socioeconómica

La problemática socioeconómica se deriva de las características y condiciones en que vive la población en cuanto a la ausencia o limitada disponibilidad de servicios básicos como el agua potable y la energía eléctrica en la mayoría de las viviendas, así como los servicios insuficientes y la dependencia económica que ubican a la población en la categoría de población que vive en condiciones de pobreza baja.

Las condiciones socioeconómicas que predominan en el territorio justifican claramente la necesidad de promover acciones para mejorar las condiciones socioeconómicas de la población, centrando la atención en la provisión de servicios básicos a la población de estas comunidades, pero también promoviendo acciones que compatibilicen la producción agropecuaria y forestal con el abastecimiento de agua potable y con miras a disminuir la migración de la población. Para la obtención de las principales características socioeconómicas de la población, se utilizó una encuesta para el censo en cada vivienda.

Se requiere de parámetros sociológicos para tener una mejor comprensión de las características sociales del sitio en estudio, para este objetivo se tiene como fuente de información a INIDE, debido a que el último censo fue efectuado en el año 2005, se asume que las tasas de crecimiento se mantienen constantes y es posible aproximar los datos de manera proporcional.

2.2.1 Sistema existente de abastecimiento de agua

Actualmente, el sistema tiene un grado de deterioro muy avanzado y notorio, debido a dos principales razones:

- 1) La mayoría de elementos del sistema de producción de AP ya cumplieron con la vida útil y su período de diseño.

2) Los bajos ingresos que históricamente ha logrado obtener la administración de este sistema, no permiten realizar las actividades de mantenimiento necesarias para que el acueducto opere en óptimas condiciones.

Imagen 2: Sarta y línea de conducción



Fuente: Elaboración propia

Imagen 3: Equipo de bombeo



Fuente: Elaboración propia

Imagen 4: Equipo de trabajo en el sitio



Fuente: Elaboración propia

Imagen 5: Estado de la columna sumergible



Fuente: Elaboración propia

2.3 Origen, manifestación y movimiento del agua subterránea

El ciclo hídrico de la Tierra consiste en la continua circulación de humedad y de agua sobre nuestro planeta. El ciclo no tiene principio ni fin, pero el concepto de ciclo hidrológico se origina en el agua de los océanos, los cuales cubren las tres cuartas partes de la superficie terráquea. La radiación solar lleva el agua de los océanos hasta la atmósfera por evaporación, el vapor de agua se eleva y luego se aglomera dando lugar a la formación de nubes. Bajo ciertas condiciones, la humedad contenida en las nubes se condensa y se precipita en forma de lluvias o variadas formas de precipitación, la verdadera fuente de casi todas las reservas de agua dulce la constituye la precipitación que cae sobre el área terrestre.

Imagen 6: Ciclo hidrológico



Fuente: <http://www.alexgrall.byethost9.com/Ciclo.htm>

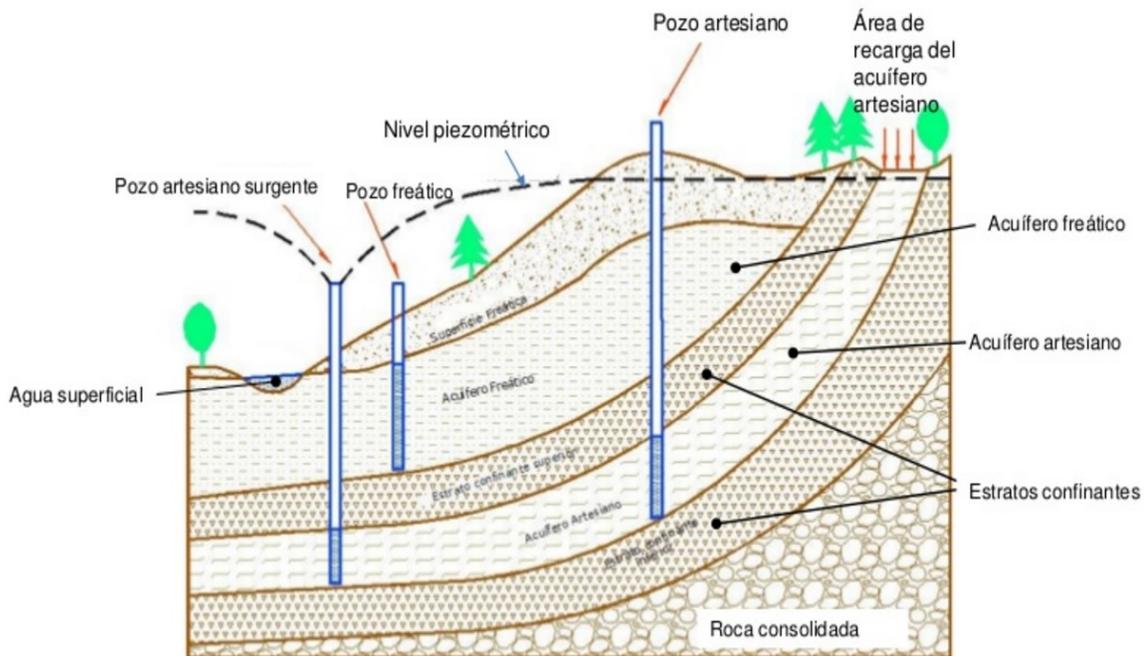
2.4 Humedad del suelo y agua subterránea

El agua que se infiltra en el suelo se denomina agua sub-superficial, pero no toda se convierte en agua subterránea. Tres son los hechos fundamentales que tienen relación con estas aguas:

Puede ser devuelta a la superficie por fuerzas capilares y evaporada hacia la atmósfera, ahorrándose así gran parte de su recorrido dentro del ciclo hidrológico. Puede ser absorbida por las raíces de las plantas que crecen en el suelo, ingresando de nuevo a la atmósfera a través del proceso de la transpiración.

La que se ha infiltrado profundamente en el suelo, puede ser obligada a descender por la fuerza de la gravedad, hasta que alcance el nivel de la zona de saturación que constituye el depósito de agua subterránea y que abastece de la misma a los pozos.

Imagen 7: Las fases sub-superficiales y del agua subterránea dentro del ciclo hidrológico



Fuente: El agua subterránea y los pozos. Johnson SCREMS

2.5 Distribución sub-superficial del agua

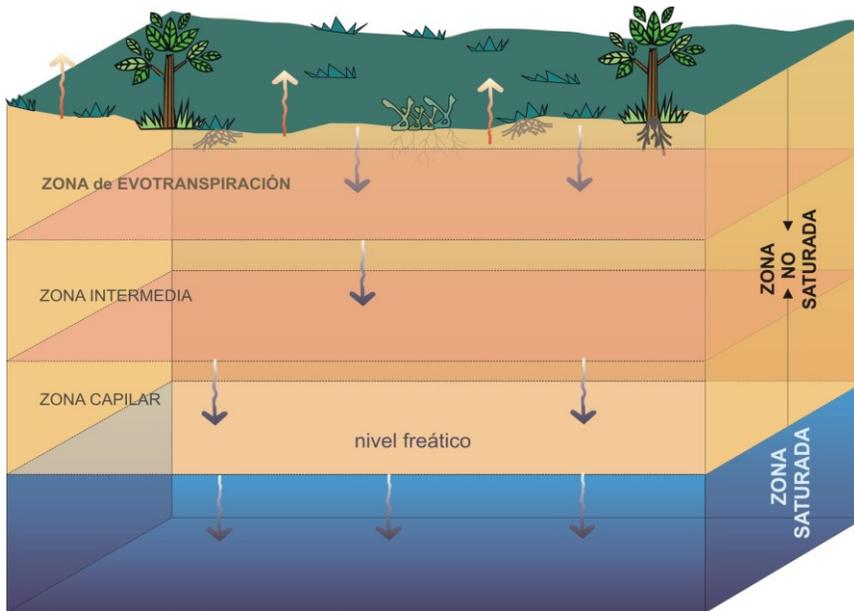
Para comprender las manifestaciones del agua subterránea, se requiere estudiar la distribución vertical de esta dentro de los materiales geológicos sub-superficiales o formaciones. Los geólogos denominan rocas a todos los materiales de la corteza terrestre, ya sean no consolidados como las arenas y las arcillas, o consolidados, como el granito y la caliza.

A mayor o menor profundidad, todos los materiales de la corteza terrestre son normalmente porosos, esta parte se denomina zona de fracturación. El estrato superior en donde las aberturas están solo parcialmente llenas de agua, se denomina zona de aeración, dividiéndose esta en tres franjas: la humedad del suelo, la intermedia, y la franja capilar. Inmediatamente, por debajo de esta y en donde estas aberturas están completamente llenas de agua, está la zona de saturación.

El agua contenida en la zona de saturación es la única parte de toda el agua del subsuelo de la cual se puede hablar con propiedad como agua subterránea. La zona de saturación podría asimilarse a un gran embalse natural o sistemas de embalses cuya capacidad total es equivalente al volumen conjunto de los poros o aberturas de las rocas que se hallan llenas de agua.

El espesor de la zona de saturación varía desde unos pocos metros hasta varios cien, esto depende de la geología local, la presencia de poros o intersticios en las formaciones, la recarga y movimiento o desplazamiento del agua desde las áreas de recarga hasta las de descargas.

Imagen 8: El agua subterránea bajo zona de saturación



Fuente: Capa de aguas subterráneas. Johnson SCREMS

2.5.1 Fundamentos de hidrogeología

Las aguas subterráneas provienen de la infiltración en el terreno de agua de lluvia, lagos y ríos, que después de pasar la franja capilar del suelo, circulan y se almacenan en formaciones geológicas porosas o fracturadas, denominadas acuíferos.

Los acuíferos desempeñan un papel fundamental, tanto como conductores de agua, desde sus zonas de recarga hasta lagos, ríos, manantiales, pantanos y captaciones construidas por el hombre, como almacenadores de estos recursos que, posteriormente, pueden ser aprovechados para satisfacer las necesidades de abastecimiento de sus usuarios.

2.5.2 Condiciones de la superficie freática

En ciertos acuíferos, el agua subterránea se manifiesta bajo condiciones freáticas. Ello significa que el límite superior del acuífero queda definido por la superficie freática misma; o sea, en el plano superior de la porción saturada de la formación

geológica, el agua contenida se encuentra sometida a presión atmosférica tal como si estuviese contenida en un recipiente abierto.

En estas condiciones, el acuífero mismo se denomina acuífero freático. Otros términos que también se utilizan para definir este estado del agua subterránea, son los de acuífero no confinado y agua subterránea libre.

En cualquier nivel dentro de un acuífero freático o libre, la presión hidrostática es equivalente a la profundidad media desde la superficie libre hasta el punto de cuestión y puede expresarse en metros de agua. Así, por ejemplo, una partícula de agua subterránea que se halle a una profundidad de 50 pies por debajo de la superficie freática, está sometida a una presión estática de 50 pies. Cuando se perfora un pozo dentro de un acuífero freático, el nivel estático dentro del pozo se halla a la misma elevación que en nivel freático.

La zona de saturación incluye tanto estratos permeables como impermeables de materiales terrestres. Los permeables constituyen acuífero. Cuando un acuífero yace entre estratos impermeables situados por encima y por debajo, se dice que tanto el acuífero como el agua contenida están confinados. Debido a la presión del estrato confinante superior, el agua del acuífero no se encuentra expuesta a la presión atmosférica. Así pues, el agua se halla dentro de los poros del acuífero a una mayor presión que la atmosférica.

2.5.3 Condiciones de artesianismo

Cuando el agua subterránea está confinada, se dice que se manifiesta en condiciones de artesianismo y el acuífero se denomina acuífero artesiano. Los términos de acuífero confinado y agua subterránea confinada se aplican para describir esta condición.

Cuando se perfora un pozo a través de un estrato confinante superior y se presenta dentro de un acuífero artesiano, el agua asciende dentro del pozo hasta alcanzar algún nivel cuya elevación se halla por encima del techo del acuífero. El nivel del agua dentro del pozo equivale a la presión artesianal del acuífero. La carga

hidráulica expresada en pies de agua y para cualquier punto dentro del acuífero viene dada por la distancia vertical desde ese nivel al punto en cuestión.

La elevación a la que ascendería el agua dentro de un pozo que penetra dentro un acuífero artesiano se define por el término técnico nivel piezométrico, el cual viene a ser una superficie imaginaria que representa la presión o carga hidráulica existente. Esta superficie imaginaria es similar a la superficie líquida real que limita a un acuífero freático.

2.5.4 Factores de infiltración

En algunos lugares, los depósitos de agua subterránea son recargados rápidamente por la lluvia. En el sitio en el que el nivel de agua de lagos y ríos se halla más alto que el de la superficie freática y en donde sus lechos son permeables, el depósito es recargado por esos cuerpos líquidos. Cuando una corriente o un tramo de esta brindan su contribución de agua a la zona de saturación, se dice que es una corriente afluyente respecto al agua subterránea. Si por el contrario, el agua subterránea se halla a una elevación superior a la de un río y percola hacia este, se dice que la corriente es efluente de aquella.

La razón de recarga de un depósito de agua subterránea depende del régimen de precipitación de la escorrentía superficial y del caudal de los ríos. Así mismo varía de acuerdo a la permeabilidad de los suelos.

La oportunidad de infiltrar depende en mucho de la condición del suelo, su contenido de humedad y la duración de la lluvia y del patrón de drenaje en la cuenca, asimismo de la pendiente de la superficie puesto que si es muy inclinada favorece a la escorrentía superficial y si es menos fuerte, retiene por más tiempo el agua favoreciendo la infiltración.

2.5.5 Los procesos geológicos originan acuíferos

Los procesos geológicos crean rocas y acuíferos, pero a su vez, otros procesos posteriores los pueden destruir. Nuevas rocas se forman y se extienden sobre las

anteriores en una sucesión de capas. Una vez que cualquier roca sedimentaria, ígnea o metamórfica queda constituida, los continuos eventos geológicos la alteran de varias maneras, lo que eventualmente mejora o daña sus propiedades acuíferas.

Las rocas que forman la corteza terrestre se han venido acumulando desde tiempos inmemorables. Su historia ha sido reunida pieza por pieza por los geólogos mediante el estudio de los fósiles que se han encontrado atrapados en su seno. Los acuíferos ostentan una variedad de formas y estructuras. Algunos depósitos marinos de arenisca se extienden sobre grandes áreas, son de textura uniforme y la variación de su espesor es muy poca.

Las disyunciones y las fracturas de ciertas rocas metamórficas tales como el granito, el gneis y la cuarcita, rinden algunas veces pequeñas cantidades de agua. Los acuíferos presentes en estos tipos de rocas no aparentan un tamaño o forma particulares, pero el agua subterránea generalmente tiene lugar cerca de la parte superior de la formación. La cantidad y el tamaño de las aberturas disminuyen rápidamente conforme aumenta la profundidad. Sería un desperdicio de tiempo, esfuerzo y dinero tratar de perforar más de unos cuantos metros en este tipo de materiales.

2.5.5.1 Las funciones de un acuífero

Dos son las funciones importantes que realiza un acuífero; almacenadora y otra transmisora. Esta almacena agua, sirviendo como depósito y trasmite agua como lo hace un conducto. Las aberturas o poros de una formación acuífera sirven tanto de espacio para almacenamiento como de red de conductos.

El agua subterránea se mueve constantemente a través de distancias extensas y desde las áreas de recarga hacia las de descarga. El desplazamiento es muy lento, con velocidades que se miden en metros por día y a veces en metros por año. Como consecuencia de ello y del gran volumen que su porosidad representa, un acuífero retiene enormes cantidades de agua en almacenamiento inestable.

La discusión previa ha expuesto que las aberturas en las formaciones geológicas sub-superficiales son de tres clases generales:

- Aberturas comprendidas entre las partículas individuales, como en las formaciones constituidas por arena y grava.
- Fisuras, disyunciones o facturas en las rocas duras y que se han desarrollado al quebraste.
- Canales de disolución y cavernas en las calizas y aberturas resultantes de la contracción y de la evolución de los gases en las lavas.

Las dos propiedades de un acuífero que tienen relación con su capacidad de almacenar agua, son su porosidad y rendimiento específico.

2.5.5.2 Porosidad

La porosidad de un acuífero es aquella parte del su volumen que consiste de aberturas o poros; o sea, la proporción de su volumen no ocupado por material sólido. Es un índice que indica cuánta agua puede ser almacenada en el material saturado.

2.5.5.3 Permeabilidad

Se denomina permeabilidad a la propiedad de una formación acuífera en lo referente a su función transmisora o de conducto. La permeabilidad se define como la capacidad de un medio poroso para transmitir agua. El movimiento de agua de un punto del material tiene lugar cuando se establece una diferencia de presión o carga entre dos puntos.

2.5.5.4 Espesor del acuífero

Corresponde a la distancia que existe entre el estrato impermeable y el nivel freático en acuíferos libres, siendo variables, en función de los cambios del nivel freático, de pocos metros a decenas de metros de magnitud. En acuíferos confinados y semi-confinados, corresponde a la distancia que existe entre los

estratos impermeables que lo encierran, en este caso el valor es constante y puede variar en órdenes de magnitud de unos pocos metros, a cientos o miles de metros.

2.5.5.5 Acuíferos

Un acuífero es aquel estrato o formación geológica que permite la circulación del agua a través de sus poros y/o grietas. Dentro de estas formaciones puede encontrarse materiales muy variables como grava de río, calizas muy agrietadas, areniscas porosas poco cementada, arena de playa, algunas formaciones volcánicas depósitos de dunas.

Un acuífero es un almacén geológico a variables profundidades en el que se deposita el agua que puede ser bombeada, en la primera parte, el agua forma parte de un suelo que no está saturado, mientras que en la segunda los acuíferos se encuentran saturados o muy cerca de saturación.

Imagen 9: Estructura de un acuífero



Fuente: Capa de aguas subterráneas. Johnson SCREMS

El material presente en un acuífero puede estar compuesto de diversos depósitos como arenas, gravas, limos, y arcillas, o también por formaciones geológicas tales como rocas fracturadas y/o fisuras provocadas por fallas o material calcáreo (calizas) con grietas producto de disolución. Dependiendo del caudal y características del estrato, las aguas subterráneas pueden generar por erosión auténticos canales subterráneos por donde circula libremente.

En función de la presión hidrostática del agua encerrada en estos reservorios de agua, es posible clasificar los distintos tipos de acuíferos existentes. Por otro lado, reconocer el acuífero según su presión, se traduce en una circunstancia práctica muy útil que facilita el determinar el tipo de captaciones de agua subterránea. Entonces de acuerdo a lo anterior se tiene:

2.5.5.6 Acuíferos libres

Son aquellos en los cuales existe una superficie libre de agua almacenada que se encuentra a presión atmosférica. La superficie del agua correspondiente al nivel freático y podrá estar en contacto directo con el aire o no. En estos acuíferos, al perforar pozos que los atraviesan total o parcialmente, el agua alcanza un nivel que sería el mismo que tendría dentro de la formación geológica; es decir, el nivel freático (nivel real) coincide con el nivel piezométrico (nivel ideal que alcanzaría el agua a presión atmosférica).

2.5.5.7 Acuíferos confinados

En este tipo de acuífero, el agua contenida está sometida a ciertas presiones, superiores a las atmosféricas y ocupa la totalidad de los reservorios de la formación geológica, saturándola totalmente. Están sellados por materiales impermeables que no permiten que el agua ascienda hasta igualar su presión a la atmosférica. Por este motivo, al perforar pozos que atraviesen el límite superior del material que constituye el acuífero, se observará que el nivel del agua asciende muy rápido hasta que se estabiliza en el nivel piezométrico. Podrán darse pozos surgentes si el nivel del agua queda por encima del nivel topográfico

y pozos artesianos si el nivel se estabiliza por debajo de la cota del terreno. De esta manera, si imaginamos una serie de pozos atravesando un acuífero de este tipo, y unimos los niveles que alcanza el agua en cada uno, obtendríamos una superficie piezométrica que no coincide con el nivel freático que tenía el acuífero en estado natural.

2.5.5.8 Acuíferos semiconfinados

Constituyen una variedad de los confinados, y se caracterizan por tener el techo (parte superior) y/o la base (parte inferior) sellado por materiales que no son totalmente impermeables. Los cuales permiten una filtración vertical que alimenta muy lentamente al acuífero principal. En estos casos, habrá situaciones en los que la recarga podrá hacerse en ambos sentidos en función de la diferencia de potencial. Los acuíferos son explotados a través de varios tipos de captaciones, entre las cuales, las más comunes son:

Pozos profundos: Perforados a través de muchas técnicas y generalmente requieren de grandes equipos de perforación.

Aljibes: Son pozos poco profundos, generalmente excavados a mano y algunas veces revestidos en piedra, ladrillo o cemento.

Manantiales: Son exposiciones naturales de las aguas subterráneas en superficie y que son aprovechados directamente, sin necesidad de grandes obras.

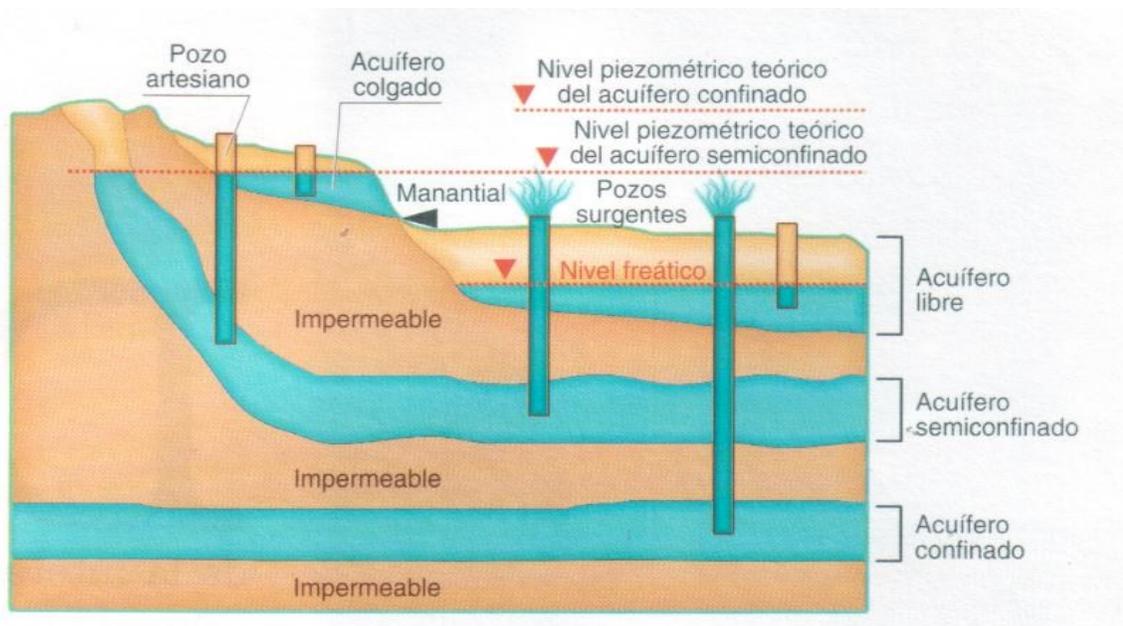
La elección de alguna de estas formas de acceder a los acuíferos dependerá tanto de las características hidrogeológicas de la zona en particular, como de las necesidades de abastecimiento del agua y de las condiciones socioeconómicas de la región.

Una de las grandes ventajas de las aguas subterráneas es que generalmente son de buena calidad para consumo humano por estar protegidas naturalmente por capas de suelos o rocas que tienen la capacidad para atenuar, retardar o retener

algunos contaminantes, además de ser menos susceptibles que las aguas superficiales a cambios climáticos.

Por otro lado, una vez contaminadas las aguas subterráneas como consecuencia de alguna actividad en la superficie (agrícola, industrial, disposición de residuos o de afluentes, etc.) será casi imposible o demasiado costosa su recuperación. Por lo anterior, cuando se accede a estos recursos hídricos, implícitamente debe haber compromiso con su protección y conservación para garantizar su aprovechamiento futuro.

Imagen 10: Tipos de acuíferos



Fuente: Capa de aguas subterráneas. Johnson SCREMS

2.6 Definiciones y parámetros para diseños de pozos

2.6.1 Hidráulica de pozos

Un pozo es una estructura hidráulica que debidamente diseñada y construida permite efectuar la extracción económica de agua de una formación acuífera.

Cuan adecuadamente se logra este propósito, es algo que depende de los siguientes tres aspectos:

- Una aplicación inteligente de los principios de la hidráulica en el análisis del pozo y del comportamiento del acuífero.
- La destreza al perforar y construir pozos, lo que permite tomar ventaja de las condiciones geológicas.
- Una selección tal de los materiales que asegure una larga duración a la estructura.

2.6.2 Naturaleza del flujo convergente

Cuando se inicia el bombeo, el nivel del agua en la vecindad del pozo bombeado desciende. La magnitud de este descenso del nivel del agua se denomina abatimiento. La mayor cantidad del descenso o abatimiento tiene lugar en el propio pozo. El abatimiento es menor a mayores distancias desde el pozo, y existe un punto a cierta distancia de este en el que el abatimiento es casi imperceptible. Esta distancia es variable para diferentes pozos. También es variable para el mismo pozo, ya que depende del caudal de bombeo y del tiempo de bombeo.

El nivel de agua en el pozo de bombeo es más bajo que en cualquier otro lugar de la formación que rodea a este, de manera que el agua se desplaza desde la formación hacia el pozo, tratando de reponer el volumen extraído por la bomba. La fuerza o presión que impulsa el agua hacia el pozo, es la carga representada por la diferencia de niveles de agua dentro del pozo y en otro punto cualquiera fuera de aquel.

El agua fluye a todas direcciones desde el acuífero hacia el pozo. Conforme el agua se mueve más y más cerca de este, lo hace pasando a través de sucesivas superficies cilíndricas que cada vez van siendo menores en áreas. Consecuentemente, la velocidad del agua aumenta conforme esta se acerca al pozo.

La ley de Darcy indica que, en el flujo a través de medios porosos, el gradiente hidráulico varía directamente con la velocidad. Con velocidad creciente, el gradiente hidráulico aumenta conforme el flujo converge hacia el pozo. Como resultado de lo anterior, la superficie líquida que ha descendido desarrolla una pendiente cada vez más pronunciada hacia el pozo. La forma de esta superficie se asemeja a una depresión cónica. Cualquier pozo que se someta a un bombeo queda rodeado por un cono de depresión. Estos conos difieren de tamaños y formas dependiendo del caudal de extracción y extensión del tiempo de bombeo, características del acuífero, inclinación de la superficie freática y recarga que tenga lugar dentro de la zona de influencia del pozo.

2.6.3 Definición de términos

➤ Radio de influencia (R):

Es la distancia desde el centro del pozo, hasta el límite del cono de depresión. Este radio es mayor en los conos de depresión que rodean a pozos artesianos que en aquellos situados alrededor de pozos freáticos.

➤ Coeficiente de almacenamiento (S) de un acuífero:

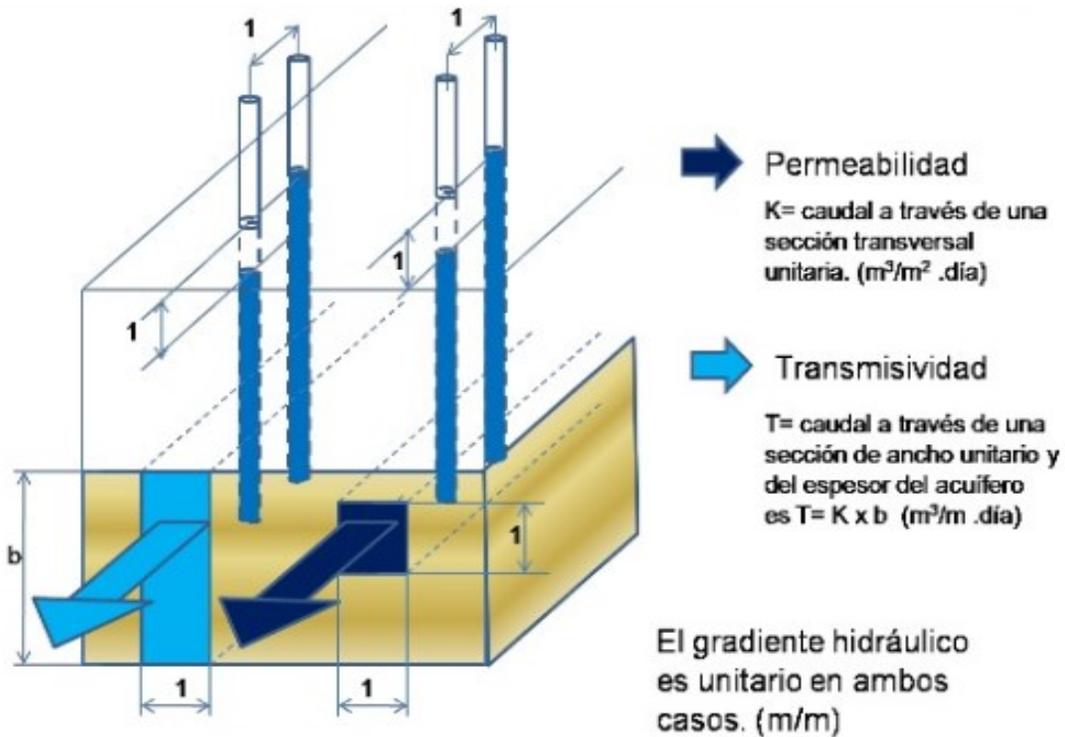
Es el volumen de agua cedida o tomada del almacenamiento por unidad de área superficial cuando se produce un cambio unitario de carga. En los acuíferos de nivel freático, S equivale al rendimiento específico del material desecado durante el bombeo. El coeficiente de almacenamiento es un término adimensional, su valor en los acuíferos libres varía desde 0.01 hasta 0.35; estos valores en un acuífero artesianos van desde 0.00001 hasta 0.001.

➤ Coeficiente de transmisividad (T) de un acuífero:

Es la razón a la cual fluye el agua a través de una franja vertical de acuífero de ancho unitario y de altura igual al espesor saturado del mismo, cuando el gradiente hidráulico es igual a 1, o sea 100 %. Los valores de transmisividad varían desde un poco menos de 0.50 hasta más de 500 m³/hora/m.

Los coeficientes de transmisividad y de almacenamiento son especialmente importantes puesto que definen las características hidráulicas de la formación acuífera. El coeficiente de transmisividad indica cuánta agua se mueve a través de la formación, y el coeficiente de almacenamiento indica qué cantidad puede ser obtenida por bombeo o drenaje. El coeficiente de permeabilidad, multiplicado por el espesor del acuífero, es igual al coeficiente de transmisividad.

Imagen 11: Conceptos gráficos de los coeficientes de permeabilidad y transmisividad



Fuente: El agua subterránea y los pozos. Johnson SCREMS

2.6.4 Flujo inicial desde el acuífero hasta pozo

Cuando se bombea agua desde un pozo, la cantidad que se obtiene inicialmente proviene de lo almacenado en el acuífero, en la vecindad del mismo. Conforme continúa el bombeo, se va obteniendo más agua de la almacenada a distancias cada vez mayores del pozo de bombeo. Esto significa que la forma circular del cono de depresión se debe expandir de modo que se desplace agua hacia el pozo

desde distancias cada vez mayores. El radio de influencia del pozo aumenta conforme el cono continúa expandiéndose.

El abatimiento también aumenta conforme el cono se profundiza, para suministrar la carga adicional necesaria, a fin de que el agua se desplace desde una distancia mayor. Sin embargo, el cono se expande y se ahonda a una velocidad que disminuye con el tiempo puesto que con cada metro adicional de expansión horizontal se dispone de un volumen de agua almacenada mayor que en el precedente.

El hecho es que el cono continúa creciendo hasta que el acuífero recibe una recarga igual a la extracción. La recarga puede tener lugar en una o más de las formas siguientes:

- El cono se extiende hasta interceptar una recarga natural del acuífero, suficiente para igualar al caudal del bombeo.
- El cono se extenderá hasta interceptar alguna masa superficial de agua que pueda suministrar al acuífero la cantidad necesaria para igualar la descarga.
- El cono se extenderá hasta interceptar la suficiente recarga vertical de la precipitación que caiga dentro del radio de influencia que iguale a la descarga.
- El cono se extenderá hasta que exista la suficiente percolación a través de las formaciones sub o sobre yacientes que iguale a la descarga.

2.6.5 Ecuaciones del régimen de equilibrio

Varios investigadores derivaron hace varios años la ecuación de la descarga de pozos en régimen de equilibrio, existen dos ecuaciones básicas, una para condiciones libres o freáticas, y otra para artesianismo. ambas suponen que existe recarga en la periferia del cono de depresión. La ecuación para el pozo en condiciones libres es la siguiente:

$$Q = \frac{1.36P(H^2 - h^2)}{\log \frac{R}{r}} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

Q: Rendimiento del pozo o caudal del bombeo, en m³ por hora.

P: Permeabilidad de la formación, en m/hora.

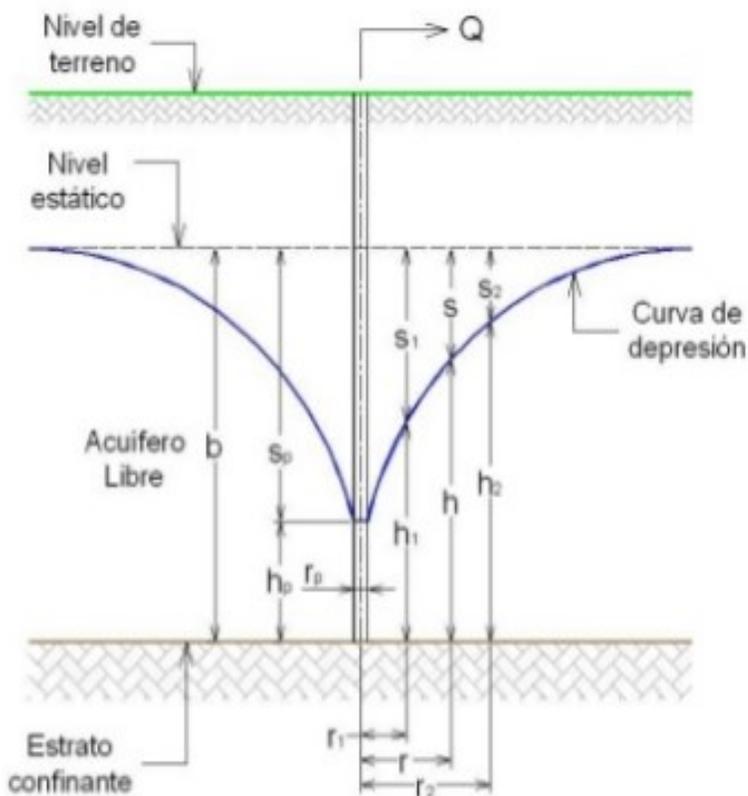
H: Espesor saturado del acuífero antes del bombeo, en m.

h: Profundidad del agua en el pozo durante el bombeo, en m.

R: Radio del cono de depresión, en m.

r: Radio del pozo, en m.

Imagen 12: Sección vertical de un pozo construido en un acuífero libre o freático en el que se muestra el significado de varios términos empleados en la ecuación del equilibrio



Fuente: El agua subterránea y los pozos. Johnson SCREMS

La ecuación para un pozo que opera en condiciones de artesianismo es la siguiente:

$$Q = \frac{2.72Pm(H-h)}{\log\frac{R}{r}} \quad \text{Ecuación 2}$$

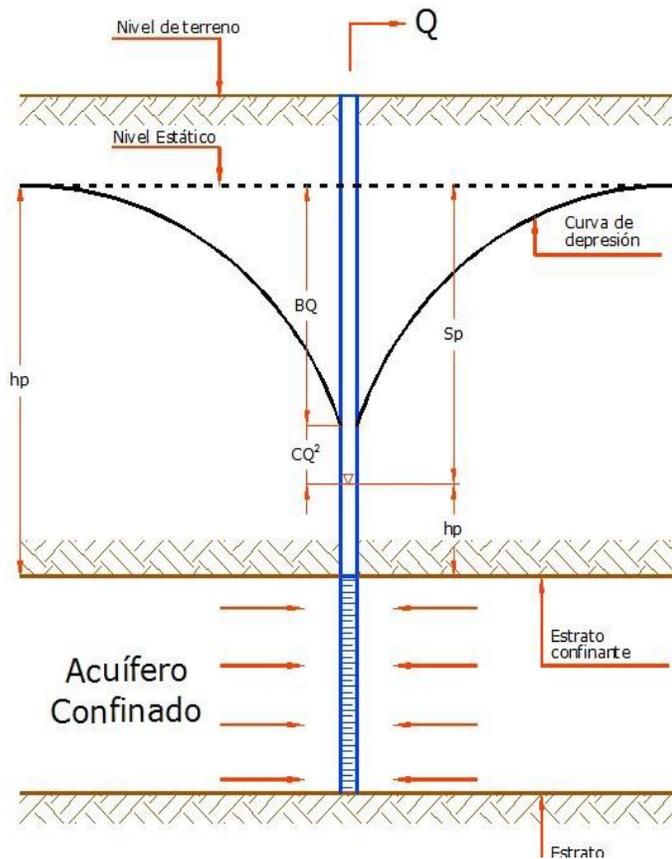
Donde:

m: Espesor del acuífero, en m.

H: Carga estática en el fondo del acuífero, en m.

Todos los otros términos son tal como quedaron definidos en la ecuación anterior para condición freática.

Imagen 13: Diagrama de un pozo emplazado en un acuífero artesiano que muestra el sentido de los diversos términos que se usan en la ecuación de equilibrio



Fuente: El agua subterránea y los pozos. Johnson SCREMS

Las derivaciones de las ecuaciones anteriores se basan en las siguientes premisas de simplificación:

- Los materiales de la formación acuifera son de permeabilidad uniforme dentro del radio de influencia del pozo.
- El acuífero no se halla estratificado.
- En acuíferos freáticos y artesianos, el espesor saturado es constante antes de empezar el bombeo.
- El pozo de bombeo es 100% eficiente.
- El pozo de bombeo penetra hasta el fondo del acuífero.
- Las superficies freáticas y piezométricas no tienen pendientes, ambas constituyen planos horizontales.
- A través del acuífero y dentro del radio de influencia del pozo, existe flujo laminar.
- El cono de depresión ha alcanzado el equilibrio, de modo que tanto el abatimiento como el radio de influencia del pozo no sufren cambio a través del tiempo en el que se continúe bombeando a caudal constante.

Pareciera que estas suposiciones limitan severamente el uso de las ecuaciones; sin embargo, no es así. Una permeabilidad uniforme rara vez se encuentra en un acuífero real, pero la permeabilidad media que se determina mediante una prueba en el acuífero ha demostrado ser confiable para la predicción del comportamiento de los pozos.

2.6.6 Determinación de la permeabilidad del acuífero

El registro litológico de un pozo suministra los valores de H y m; R por lo general se estima; P puede determinarse mediante ensayos de campo o de laboratorio. La ecuación para calcular P en un acuífero freático es la siguiente:

$$P = \frac{Q \log \frac{r_2}{r_1}}{1.36 (h_2^2 - h_1^2)} \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde:

P: Permeabilidad, en m/h.

Q: Caudal de bombeo, en m³/h.

r₂: Distancia al pozo de observación más lejano, en m.

r₁: Distancia al pozo de observación más cercano, en m.

h₂: Espesor saturado en el sitio del pozo de observación más alejado, en m.

h₁: Espesor saturado en el sitio del pozo de observación más cercano, en m.

La ecuación para determinar la permeabilidad en condiciones artesianas mediante una prueba como la indicada, es la siguiente:

$$P = \frac{Q \log \frac{r_2}{r_1}}{2.72 m (h_2 - h_1)} \quad \text{Ecuación 4}$$

En la cual todos los términos son los mismos a los anteriores, excepto los siguientes:

m: Espesor del acuífero, en m.

h₂: Carga en el sitio del pozo de observación más lejano, medida desde el fondo del acuífero, en m.

h₁: Carga en el sitio del pozo de observación más cercano, medida desde el fondo del acuífero, en m.

Además de brindar una manera precisa de calcular la permeabilidad media del acuífero, las fórmulas de equilibrio resultan muy útiles para estudiar las relaciones existentes entre los diversos factores y para determinar el rendimiento.

2.6.7 Relación entre el diámetro del pozo y la descarga

Muchas personas suponen que al duplicar el diámetro del pozo se duplica su rendimiento. Esto se halla muy lejos de la realidad. Con todos los otros factores contantes, las ecuaciones del régimen de equilibrio muestran que Q varia conforme $k \log R/r$, expresión en la cual k representa todos los factores constantes. De esta relación se puede calcular el incremento teórico de rendimiento del pozo.

Tabla 1: Relación entre el diámetro del pozo y la descarga en porcentaje, los valores se obtienen cuando R=120 metros. Magnitud muy común en condiciones freáticas

DIÁMETRO DE POZOS						
6"	12"	18"	24"	30"	36"	48"
100	110	117	122	127	131	137
--	100	106	111	116	119	125
--	--	100	104	108	112	117
--	--	--	100	104	107	112
--	--	--	--	100	103	108
--	--	--	--	--	100	105

Fuente: El agua subterránea y los pozos. Johnson SCREMS

2.6.8 Relación entre el abatimiento y la descarga.

Pozos que funcionan en condiciones artesianas demuestran que la descarga es directamente proporcional al abatimiento, $H=h$ siempre y cuando este abatimiento no sobrepase la distancia de la superficie piezométrica estática hasta el techo del acuífero.

Si el abatimiento excede esta magnitud, el valor m se reducirá y esa proporcionalidad ya no se mantendrá teóricamente, ello significa que si el

abatimiento se duplica el rendimiento también lo hace. Dicho de otra manera, la capacidad específica del pozo es constante para una razón constante de bombeo.

Para un pozo ubicado en un acuífero freático, aquella parte de la formación comprendida dentro del cono de depresión es realmente desecada durante el bombeo, esto influye en la relación que existe entre el abatimiento y la descarga. Cuando el abatimiento se duplica el rendimiento del pozo llega ser menor que el doble. La capacidad específica disminuye conforme aumenta el abatimiento; de hecho, disminuye directamente en proporción al abatimiento.

2.6.9 Ecuación del régimen de no equilibrio

En 1,935 Theis desarrolló la ecuación de no equilibrio, que se aplica a pozos que funcionan dentro este régimen. Mediante el uso de la ecuación se puede predecir el abatimiento en cualquier tiempo después de iniciado el bombeo.

La transmisividad y la permeabilidad promedio pueden determinarse desde las primeras etapas de una prueba de bombeo, sin tener que esperar que los niveles en los pozos de observación se hayan estabilizado virtualmente o alcanzado el equilibrio. Los coeficientes del acuífero se pueden determinar a partir de las mediciones de tiempo de abatimiento realizadas en un solo pozo de observación.

$$s = W(u) \left[\frac{Q}{4\pi T} \right] = W(u) \left[\frac{0.0795}{T} \right] \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde:

s: Abatimiento, en m.

W(u): Función del pozo que depende de la variable u, adimensional.

Q: Caudal de bombeo, en m³/día.

T: Transmisividad, en m³/día/m o m²/día.

2.6.9.1 Ecuación del no equilibrio

El método es una simplificación del método de Theis, y se usa únicamente si u es pequeña, es decir: $u < 0.01$

$$s = \frac{0.183 Q}{4\pi T} \left(\log \frac{2.2459 T t}{r^2 S} \right) \quad \text{Ecuación 6}$$

Donde:

s : Abatimiento, en m.

Q : Caudal de bombeo constante, en $\text{m}^3/\text{día}$.

T : Transmisividad, en $\text{m}^2/\text{día}$.

t : Tiempo, en días.

r : Distancia a la que se produce el abatimiento, en m.

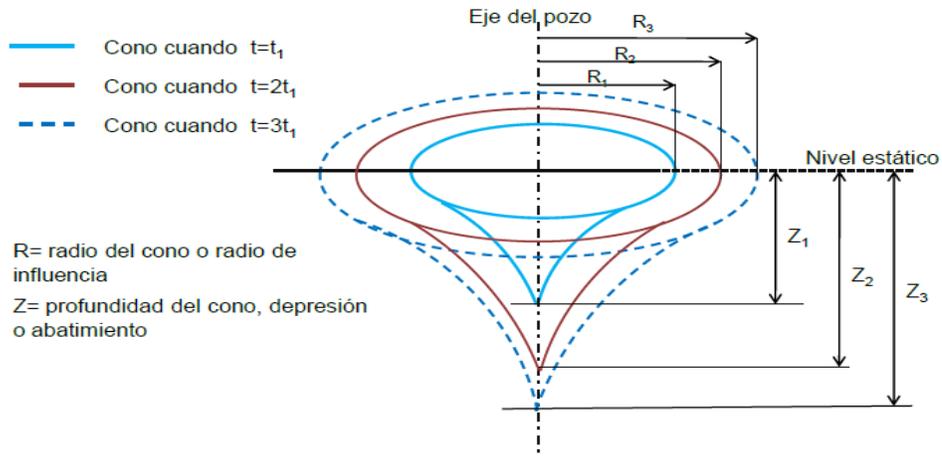
S : Constante de almacenamiento, adimensional.

2.6.10 Recargas provenientes de un río

El establecimiento de las condiciones de equilibrio que estabilizan al cono de depresión en torno a un pozo que se está bombeando, puede ocurrir de diferentes maneras. Una de estas es cuando el acuífero es recargado por un río o por un lago.

Durante la parte inicial del período de bombeo el cono de depresión no se extiende hasta el río y no se manifiesta ningún efecto de recarga, el nivel dinámico del pozo sigue descendiendo conforme transcurre el período de bombeo. Cuando el cono de depresión se extiende por debajo de una parte del lecho del río, se desarrolla un gradiente hidráulico entre el agua subterránea en el acuífero y el agua del río. De esta manera percola agua del río hacia abajo a través de un lecho permeable de este y bajo la influencia del gradiente hidráulico. De esta manera el río recarga al acuífero a una razón que aumenta conforme el cono de depresión se extiende.

Imagen 14: Cono de depresión, al extenderse el cono de depresión por debajo del lecho de un río, habrá un gradiente hidráulico entre el acuífero y dicho río; lo anterior da como resultado el que se induzca una recarga desde el río hasta el acuífero



Conos de depresión con t = tiempo de bombeo a caudal constante

Fuente: El agua subterránea y los pozos. Johnson SCREMS

2.7 Criterio de diseño de pozo

Los pozos municipales; deben, por lo general, diseñarse para obtener de ellos el mayor rendimiento disponible en el acuífero y la mayor eficiencia posible en términos de capacidad específica. Un buen diseño reduce el peligro de un bajo rendimiento en el acuífero ya que logra incorporar al pozo aquellas características que le aseguren una larga vida exenta de problemas. Un buen diseño demanda una consideración muy cuidadosa de los factores hidráulicos que influyen en el comportamiento del pozo.

Un buen diseño exige la seguridad de una combinación óptima de comportamiento, larga vida del servicio y un costo razonable. Una sana práctica de la ingeniería hidráulica demanda que estos objetos sean considerados en conjunto.

2.7.1 Diámetro del pozo

Escoger el diámetro apropiado del pozo es algo muy importante, pues éste afecta significativamente el costo de la obra. El diámetro del pozo debe escogerse de modo que se satisfagan dos requisitos:

El ademe debe de ser lo suficientemente amplio para que permita acomodar la bomba con la tolerancia adecuada para su instalación y eficiente funcionamiento.

El diámetro del intervalo de captación del pozo debe de ser tal que garantice una buena eficiencia hidráulica del mismo.

Al escoger el diámetro del ademe, el factor que gobierna; por lo general, es el tamaño de la bomba que va necesitarse para la descarga deseada o potencial del pozo. El ademe deberá ser dos números mayor que el diámetro nominal de la bomba.

2.7.2 Profundidad del pozo

La profundidad que se espera dar al pozo se determina; por lo general, mediante el registro del pozo de prueba, de los registros de otros pozos cercanos en el mismo acuífero o durante la perforación del pozo de profundidad. Generalmente, el pozo se termina en el fondo del acuífero. Esto es de desear, por las dos razones siguientes:

Se utiliza mayor espesor del acuífero como intervalo de captación del pozo, lo que mejora su capacidad específica. Puede obtenerse mayor abatimiento disponible, permitiendo al pozo erogar más caudal. Esto también estará sujeto al estudio hidrogeológico de la zona, al igual que la calidad del agua que se encuentra en el acuífero.

2.7.3 Entubación definitiva

La tubería del pozo debe de ser capaz de resistir la presión provocada por los empujes laterales del terreno y la presión hidrostática de los acuíferos existentes, esto por posibles diferencias de nivel de agua entre el interior y exterior del pozo. La conducción de construcción de estas tuberías está basada en criterios que condicionan su comportamiento estructural e hidráulico, de manera que cumplan con las características de sostenimiento de las paredes del pozo y de la conducción hidráulica que conecta el acuífero con la superficie y permita una adecuada instalación del equipo de bombeo.

Las tuberías que se utilizan para habilitar los pozos son de hierro o acero tipo Johnson, con extremos para soldar. Se ajustan a las normas ASTM-53, ASTM-120 y API (las normas ASTM abarcan varios sectores clave, incluido los productos de metal, tecnología medio ambiental y del agua, entre otros).

Imagen 15: Tuberías metálicas



Fuente: El agua subterránea y los pozos. Johnson SCREMS

En el caso de las tuberías de PVC para pozos profundos, los estándares exigidos son superiores a los comúnmente utilizados en el sistema de riego. Se recomienda el PVC clase 11, 12 y 21, que tolera presiones entre 572 y 3,000 kPa.

Las entubaciones definitivas deberán quedar verticales y alineadas. Ninguna tubería, en cuyo interior tenga de colocarse un equipo de bombeo, deberá desviarse de la vertical más de 7.5 cm cada 30 m para los tubos de hasta 2" de diámetro nominal, más de 10 cm para diámetros entre 8" y 12"; ni más de 15 cm para diámetros mayores de 12".

2.7.4 Habilitación

El proyecto de pozo también contempla el dimensionamiento de las componentes de la zona de captación y los procesos de limpieza de la obra conocido como habilitación.

2.7.5 Zona de captación

Se define como el sector vivo y activo de la obra, y corresponde a aquel sector de revestimiento que enfrenta la zona filtrante por donde se produce el ingreso del agua. Este sistema permite el ingreso de agua limpia al pozo, exenta de sedimentos, y debe cumplir con exigencia de orden hidráulico, de manera que el pozo sea eficiente y que su caudal específico sea el mayor posible.

La zona de captación está conformada por dos partes: la rejilla o tubería ranurada, y el filtro de grava. Ambos elementos tienen por objeto permitir el acceso de agua libre de material fino en suspensión, impidiendo; además, derrumbes en la perforación. Los referidos elementos deben ser diseñados con el fin de generar el mínimo de pérdidas de carga hidráulica en el pozo.

Existe una variedad de alternativas, tanto para tubería ranurada (orificios circulares, orificios rectangulares, ranuras verticales, y ranuras horizontales), como para rejilla de persianas o celosía, y rejilla Johnson. En cualquier caso, el fundamento hidráulico para una eficiente operación es el mismo, a mayor área abierta de la rejilla menor será la altura de succión. El tamaño de la rejilla está en función de la velocidad de entrada del flujo al interior del pozo, del espesor del acuífero, del área abierta de la rejilla, y del caudal. El área abierta de la rejilla

puede llegar a reducirse hasta en un 50% como producto de la presencia de arenas, gravas, elementos, y crecimiento bacteriano.

La velocidad de entrada del flujo a través de las rejillas es un parámetro que se puede manejar para impedir el problema de reducción de su área. Los aumentos en velocidad y reducción de presión del agua que ingresa al pozo a través de la rejilla favorecen la formación de precipitados. Valores de velocidad de entrada del flujo recomendadas en función del conductividad hidráulica o permeabilidad del acuífero.

Tabla 2: Valores recomendados de la velocidad de entrada según la conductividad hidráulica o permeabilidad del acuífero

K (m/día)	Velocidad de entrada (cm/s)
< 20	1,0
20	1,5
40	2,0
80	3,0
120	4,0
160	4,5
200	5,0
240	5,5
> 240	6,0

Fuente: El agua subterránea y los pozos. Johnson SCREMS

2.7.6 Longitud de las rejillas

La longitud de la rejilla debe escogerse con relación al espesor del acuífero, abatimiento disponible, y estratificación de la formación. Las reglas a utilizar se pueden aplicar a cuatro situaciones siguientes:

Acuífero artesiano homogéneo: En este acuífero deberá enrejillarse de un 70 a un 80 % del espesor del acuífero suponiendo que el nivel del agua no descienda por debajo del techo de este. Una buena práctica de diseño indica que el máximo abatimiento debe ser igual a la distancia que hay desde el nivel estático hasta el techo del acuífero.

Acuífero artesiano heterogéneo: Obviamente, en este tipo de formación acuífera lo mejor es enrejillar el estrato más permeable. Este se puede determinar mediante laboratorio, prueba de permeabilidad, análisis granulométrico, inspección visual, y una comparación de los materiales que representa cada estrato.

La confiabilidad depende de los factores económicos que gobiernan la obra y son los mismos que indican cuánto gasto está justificado hacer para determinar con mayor precisión los intervalos favorables del acuífero.

Acuífero freático homogéneo: Tanto la teoría como la experiencia han demostrado que al enrejillar el tercio inferior del acuífero se obtiene el mejor diseño para esta condición. En algunos pozos se puede enrejillar la mitad inferior del acuífero para obtener una mayor capacidad específica.

Acuífero de nivel freático heterogéneo: Los principios de diseño que se aplican a los acuíferos artesianos heterogéneos se utilizan también en los diseños de pozos perforados en acuíferos freáticos heterogéneos.

La única variación en el caso de un acuífero freático es la posición de la rejilla o en los tramos de esta, que ahora deben colocarse en los intervalos inferiores permeables para disponer del máximo abatimiento.

2.7.7 Abertura de las ranuras de las rejillas

En aquellos pozos desarrollados de forma natural las aberturas de las rejillas se deben escoger mediante un análisis granulométrico, la abertura se escoge en la curva granulométrica como aquella que retendrá un 40 o 50 % de la arena.

En la naturaleza se presenta; por lo general, las formaciones heterogéneas o acuíferos estratificados. Cuando se trate de una formación de este tipo, la abertura de la ranura de los diversos tramos de una rejilla de pozo se escoge de modo que se ajuste a la gradación de los materiales de todos los estratos.

2.7.8 Diámetro de la rejilla

El diámetro de la rejilla se escoge con miras a cumplir con un principio básico que consiste en proveer suficiente área de entrada para que la velocidad del agua al pozo no exceda un cierto valor estipulado.

El diámetro de la rejilla constituye un factor que podría variarse una vez que la longitud y el tamaño de la ranura queda definido. En gran medida, son las características naturales del acuífero las que establecen estas dimensiones.

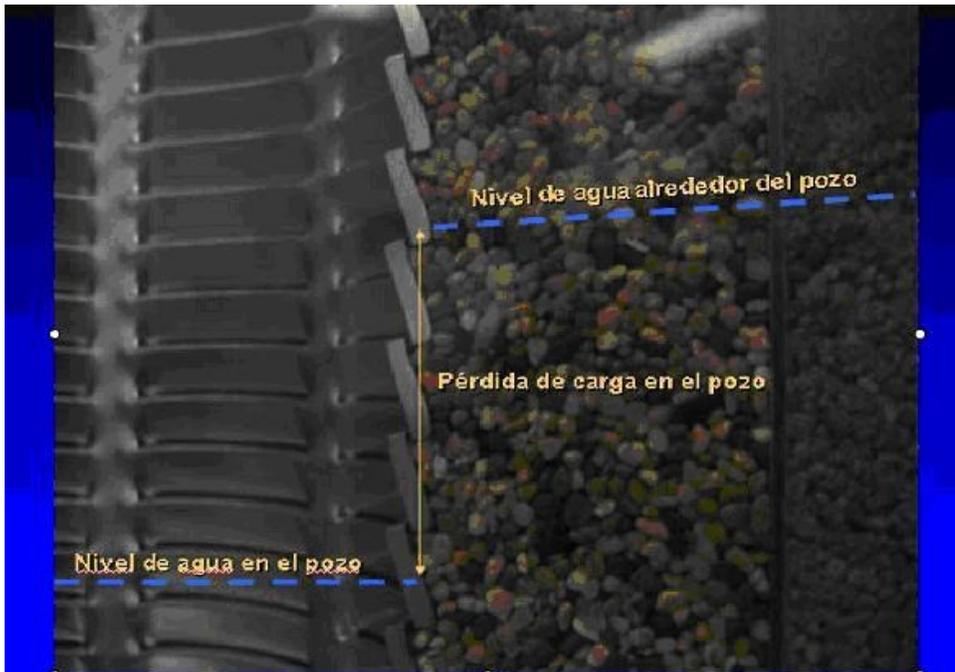
Las pruebas de laboratorio y la experiencia en el campo demuestran que, si la velocidad de entrada del agua a través de la rejilla es de un valor igual o menor de 3 cm/s, las pérdidas por fricción en las aberturas de las rejillas serán de un valor despreciable, por lo que las velocidades de incrustación y corrosión serán mínimas. Un valor comúnmente utilizado es el recomendado por la National Water Well Association, que indica que la velocidad máxima permitida es de 3 o 0.03 m/s.

2.7.9 Filtro de grava

Puesto que la teoría de diseño de la gradación de los filtros de grava se basa en la retención mecánica de las partículas de la formación, lo único que se necesitará será un espesor de filtro de solamente dos o tres tamaños de granos para que el filtro retenga y controle la arena de la formación.

Los materiales para filtro deberán estar limpios y contener granos bien redondeados que sean lisos y uniformes, estas características aumentan la permeabilidad y porosidad del material del filtro. Una menor separación hidráulica de las partículas tiene lugar en un material uniforme cuando se coloca o se deja asentar a una profundidad considerable dentro del agua.

Imagen 16: Pérdidas de carga de una rejilla y filtro de grava



Fuente: http://www.aguamarket.com/sql/temas_interes/138.asp

Es fundamental una prolija selección de la grava, pues la permeabilidad del filtro debe ser mayor que la del acuífero. Se requiere de un trabajo minucioso y prudente en la colocación del filtro, procurando que no se pierda la graduación de la grava elegida. El espesor del filtro deberá de ser de 7 a 20 cm (3 a 8”), dependiendo del valor de la profundidad del pozo y de lo regular de la construcción de la perforación.

En muchas ocasiones, las características del subsuelo posibilitan la creación de la pared de grava con las propias partículas que constituyen la formación. Al respecto se sugiere la siguiente receta para un buen diseño de estos filtros: Cualquier clase de material, por fino que sea, se puede controlar con un filtro construido por grava graduada, con partículas limitadas entre $\frac{1}{4}$ y $\frac{1}{2}$ ” de diámetro.

2.7.10 Sello sanitario

Finalmente, durante el funcionamiento del pozo también será necesario adoptar las medidas correspondientes para evitar la entrada de aguas contaminadas, para ello se instala una protección superior que consiste en:

- Prolongar el revestimiento hasta 50 cm por encima del nivel del suelo.
- Cubrimiento de concreto en la entrada al pozo con pendientes hacia la periferia.
- Protección a base de material arcilloso en un radio dependiente de las condiciones locales.
- Cierre sanitario de la boca del pozo a base de chapas atornilladas con juntas o estancas de goma.
- Cementación del trasdós de revestimiento, al menos en los primeros tres metros.

2.7.11 Limpieza y desarrollo

Ese proceso consiste en un conjunto de operaciones realizadas una vez colocada la rejilla, destinadas a extraer los residuos de la perforación (lodos); logrando un arreglo y mejoramiento en la granulometría; a aumentar la permeabilidad del acuífero hasta llegar al nivel que tenía previo a la perforación y que se ve reducida por la perforación misma al compactar las paredes del pozo y al extraer la presencia de lodos que recubren las paredes de este; y finalmente, a prolongar la vida útil del pozo.

Una vez terminado el pozo, debería realizarse operaciones de limpieza que tengan como objeto desalojar la bentonita, o; en forma general, los lodos de perforación utilizados durante la construcción. Los métodos de desarrollo son básicamente vaivén y pistón, chorros de agua a altas velocidades, aire comprimido, bombeo intermitente o agitación, y sobrebombeo.

2.7.12 Métodos de perforación del pozo

Una perforación es un hueco que se hace en la Tierra que atraviesa 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. Existen métodos mecanizados y manuales para perforar pozos, pero todos se basan en dos modalidades: Percusión y rotación.

2.7.12.1 Perforación de percusión

El método se basa en la caída libre de un peso en sucesión de golpes rítmicos dados contra el fondo del pozo en perforación, dejando caer con regularidad una pesada sarta de herramientas dentro del agujero que se va abriendo. El barreno fractura o desmorona la roca dura y la convierte en pequeños fragmentos. Cuando se está perforando en material suave o consolidado, el barreno afloja el material. En ambos casos, la acción del vaivén de las herramientas entremezcla con agua las partículas fracturadas y desprendidas, formando así un lodo.

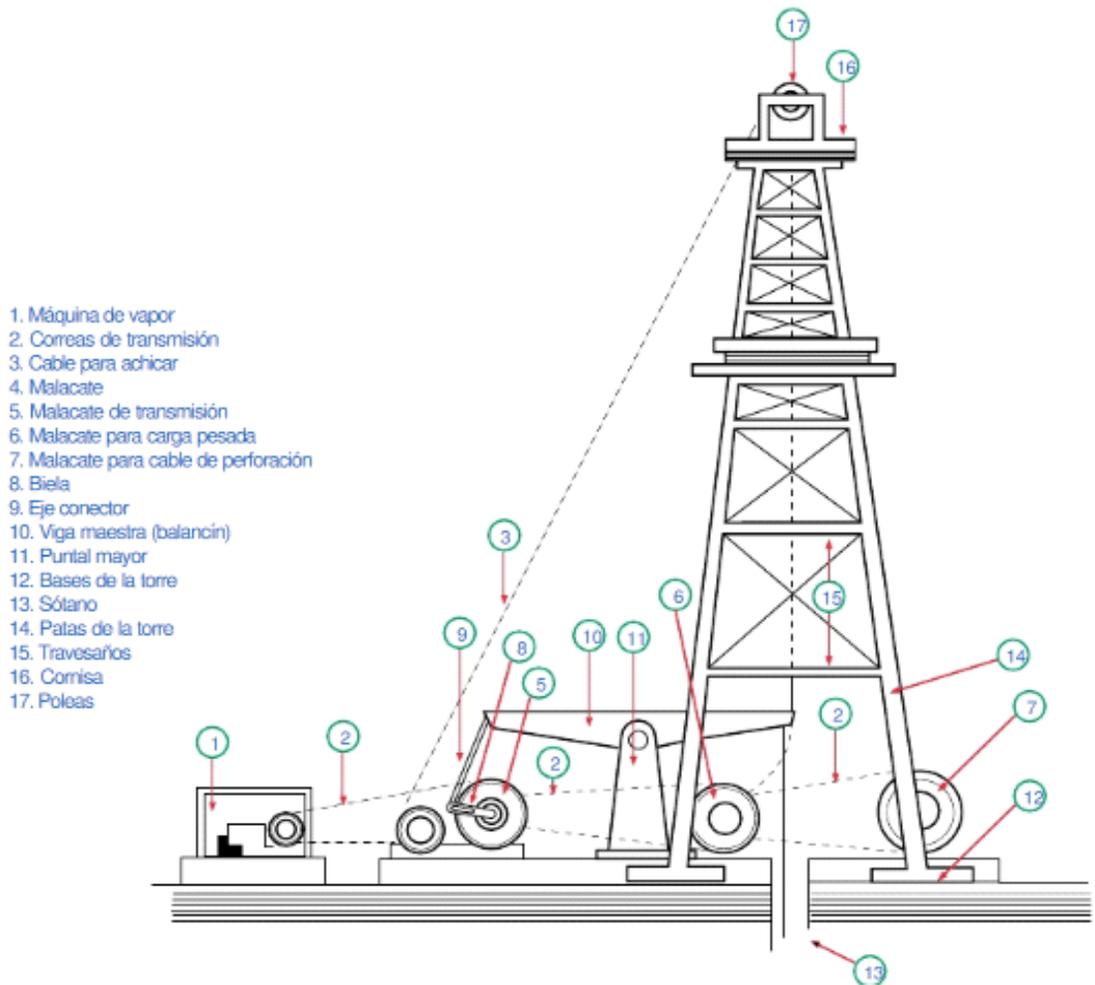
El lodo resultante debe ser retirado del agujero de tiempo en tiempo mediante una bomba de arena o una cuchara. Cuando se acumula mucha columna de lodo, esta amortigua la caída de las herramientas y retarda la velocidad de penetración. Tal circunstancia es la que determina con cuánta frecuencia debería extraerse el lodo.

Una sarta completa de herramientas de perforación se halla completa constituida por cuatro elementos, estos son: El barreno, la barra de peso adicional al barreno (el efecto de su longitud ayuda a mantener un agujero recto cuando se perfora en roca dura), las tijeras que consisten en un par de barras articuladas de acero (Cuando se perfora en aquellos materiales en los que el barreno está propenso a quedar aprisionado, se utiliza las tijeras para aflojar las herramientas, esta es la única función que desempeñan), y el portacable giratorio que establece la conexión de herramientas al cable, el peso de este suministra parte de la energía

de los golpes ascendentes dados por las tijeras cuando se necesita usar estas. También permite que las herramientas giren ligeramente con respecto al cable. Los elementos de la sarta de herramientas se acoplan entre si mediante extremos roscados.

Al cable de alambre que soporta las herramientas de perforar se le denomina comúnmente como las líneas de perforar. Por lo general, varía entre 5/8 y 1" de diámetro de su torcido en su sentido izquierdo. La línea de perforar se hace pasar por una polea de coronamiento que se halla situada en la cumbre del mástil o torres, de donde desciende hasta el cabrestante, llegando al tambor principal de arrollado. La cuchara está formada por un tramo de tubo con válvula de retención en el fondo. La bomba de arena es una cuchara dotada de un émbolo; el cual, al desplazarse hacia arriba, produce un vacío que abre la válvula y succiona la arena o el lodo que contiene los fragmentos, haciéndolo penetrar en el tubo.

Imagen 17: Herramientas de una sarta por el método de percusión



Fuente: El agua subterránea y los pozos. Johnson SCREMS

2.7.12.2 Perforación de rotación

Estos equipos se caracterizan por que trabajan girando o rotando la broca, trípico o trépano perforador. 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 trípico, 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 método hidráulico de perforación por rotación consiste en perforar un agujero mediante la acción rotativa de un trépano y remover los fragmentos que se producen con un fluido que continuamente se hace circular conforme el trépano penetra en los materiales de la formación.

2.7.12.3 Perforación rotatoria con aire comprimido

El equipo rotatorio de perforación que utiliza aire comprimido como fluido de perforar en lugar de lodo, constituye un avance muy moderno en la industria de la perforación de pozos, en este sistema se hace circular aire a presión por la tubería de perforación, el cual escapa por las aberturas del trépano, subiendo luego por el espacio anular que rodea la tubería. El aire que se desplaza a gran velocidad dentro el anillo arrastra los fragmentos hasta la superficie o los expulsa de las fisuras de las rocas. Este procedimiento solo se puede aplicar a formaciones consolidadas.

Las máquinas de perforar rotatorias diseñadas para este tipo de trabajo, vienen; por lo general, equipadas con una bomba convencional de lodos, además de un compresor de aire de gran capacidad. Es posible que, para evitar derrumbes, se haga necesario instalar ademe dentro del relleno superior al pasar la circulación de aire.

Los trépanos para rocas del tipo rodete, similares a los que se diseñan para la perforación a base de lodos, pueden también utilizarse cuando se perfora con aire. El tipo que se conoce como trépano incrustado resulta de conveniente aplicación en ciertas aéreas. Este trépano se fabrica con incrustaciones de tungsteno fijadas a la periferia de los rodetes de acero. Los trépanos trícorno con un diámetro alrededor de los 30 cm también se utilizan corrientemente; asimismo, se dispone de diámetros mayores. El otro tipo de herramienta de trépano que se utiliza en el sistema rotatorio con aire comprimido, consiste; en esencia, de un martinete neumático que se halla colocado en el extremo interior de la tubería. El trépano consiste en un martinete con incrustaciones resistente de carburo de tungsteno, que son las que proveen la superficie de corte. A esta herramienta se le puede

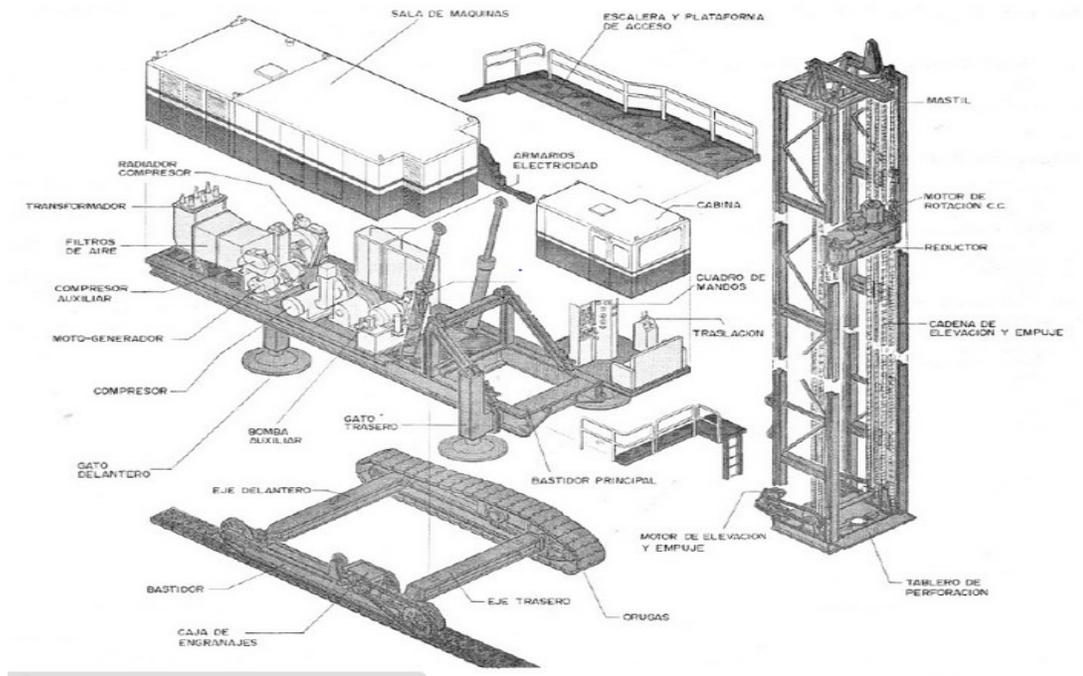
llamar martinete descendente, esta combina el efecto percusivo con la acción rotativa, este también se denomina martillo a fondo.

El carburo de tungsteno es extremadamente resistente a la abrasión, pero los trépanos siempre se desgastan por el uso continuo.

El aire comprimido se deberá suministrar a una presión de 7 a 7.7 kg/cm². Algunas herramientas necesitan hasta 14 kg/cm² para extraer los fragmentos con efectividad según la velocidad ascendente del aire.

Una de las ventajas prácticas de la perforación de pozos por este método, consiste en que, al perforar, se puede observar, conforme avanza la perforación, cuánta agua es expulsada del pozo junto con los fragmentos. El análisis de la conveniencia del uso de esta forma estará en la capacidad de juzgar si el pozo ha alcanzado la suficiente profundidad como para producir el rendimiento que se desea obtener.

Imagen 18: Máquina perforadora rotativa con sus componentes eléctricos



Fuente: El agua subterránea y los pozos. Johnson SCREMS

2.8 Montaje y sistema de propulsión

Existen dos sistemas de montaje para perforadoras rotativas:

- Sobre orugas.
- Sobre neumáticos.

Los factores que influyen en la elección de un tipo sobre otro son las condiciones del terreno y el grado de movilidad requerido, de si la superficie de trabajo presenta fuertes pendientes, desniveles o baja capacidad portante. También existen perforadoras diésel eléctricas diseñadas para gran producción.

Imagen 19: Esquema de accionamiento de una máquina perforadora diésel dotada de compresor, muy común en el país. La sarta de perforación está formada por el acoplamiento de rotación, las barras, el estabilizador, y el tricono o broca, dependiendo del terreno



Fuente: El agua subterránea y los pozos. Johnson SCREMS

2.8.1 Verticalidad y alineamiento

Cualquier persona estará de acuerdo en que, un pozo debe hallarse tanto recto como a plomo. Al mismo tiempo, se entiende que, no es posible garantizar un agujero perforado dentro de la Tierra completamente recto y a plomo. En la práctica, deberán permitirse algunas tolerancias o desviaciones. En el mayor caso, el contratista de la perforación puede mantener el alineamiento del pozo dentro de ciertos límites prácticos que ejercen un cuidado razonable.

Algunas especificaciones exigen que la verticalidad sea verificada con plomada especial y que la rectitud sea constante, con un equilibrador cilíndrico de 12 metros de longitud y un diámetro ligeramente menor que el del ademe del pozo.

Sin embargo, es posible medir tanto la desviación de la vertical como la rectitud mediante el solo uso de una plomada. De las mediciones, la rectitud del pozo es la de mayor importancia puesto que es la que determina si una bomba puede o no instalarse en el pozo hasta la profundidad deseada.

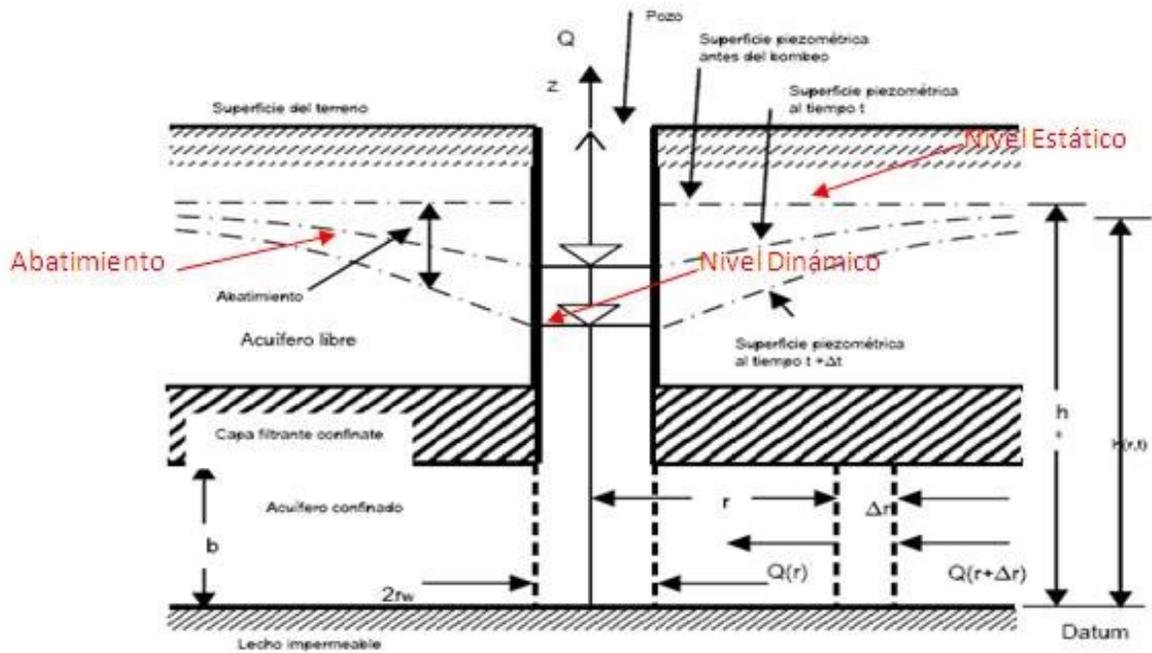
En un pozo que no sea recto, aunque se halle fuera de plomo, puede instalarse sin dificultad cualquier bomba. Cuando la desviación de la vertical es mucha, ello puede afectar la operación y acortar la duración de ciertas bombas, por lo que la verticalidad no debe de salirse de los límites razonables.

2.8.2 Prueba de bombeo

Es de suma importancia la realización de prueba de bombeo o aforo al pozo recién construido o a los pozos ya existentes, con el propósito de saber los rendimientos de los pozos, esto es, el volumen de la descarga y el abatimiento.

El objetivo de esta prueba es para conocer el caudal del pozo, es decir, el caudal óptimo de explotación donde el pozo tenga un rendimiento máximo, en cuanto a los niveles de bombeo o descenso del agua, ya sea en invierno o verano y no afecte la eficiencia de los pozos durante la operación definitiva del equipo sumergible a instalar.

Imagen 20: Esquema de prueba de bombeo



Fuente: <http://www.monografias.com/trabajos75/hidraulica-captaciones-agua-subterranea/hidraulica-captaciones-agua-subterranea2.shtml>

Con esta finalidad, existen dos tipos de prueba de bombeo para caudal extraído:

Prueba a caudal variable o escalonada: La finalidad de esta prueba de extracción de agua es determinar el comportamiento del pozo en cuanto al descenso de los niveles de bombeo en la unidad de tiempo, esta prueba se realiza con diferentes caudales y se pasa al siguiente caudal cuando se logra mantener el nivel dinámico de bombeo con respecto al tiempo constante para un mismo caudal de explotación, puede tener hasta cuatro caudales diferentes.

Prueba a caudal constante: Esta es la prueba definitiva y es de larga duración, se realiza con un solo caudal y puede durar 72 o más horas continuas de bombeo.

2.8.3 Estación de bombeo

Antes de determinar el tamaño de un sistema de bombeo de agua, es necesario entender los conceptos básicos que describen las condiciones hidráulicas de una obra. El tamaño del sistema está en relación directa con el producto de la Carga Dinámica Total (CDT) y el volumen diario necesario. Este producto se conoce como ciclo hidráulico, la Carga Dinámica Total es la suma de la Carga Estática (CE) y la Carga Dinámica (CD):

$$CDT = NE + s + AD + H_f \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde:

CDT: Carga Dinámica Total, en m.

NE: Nivel Estático, en m.

s: Abatimiento, en m.

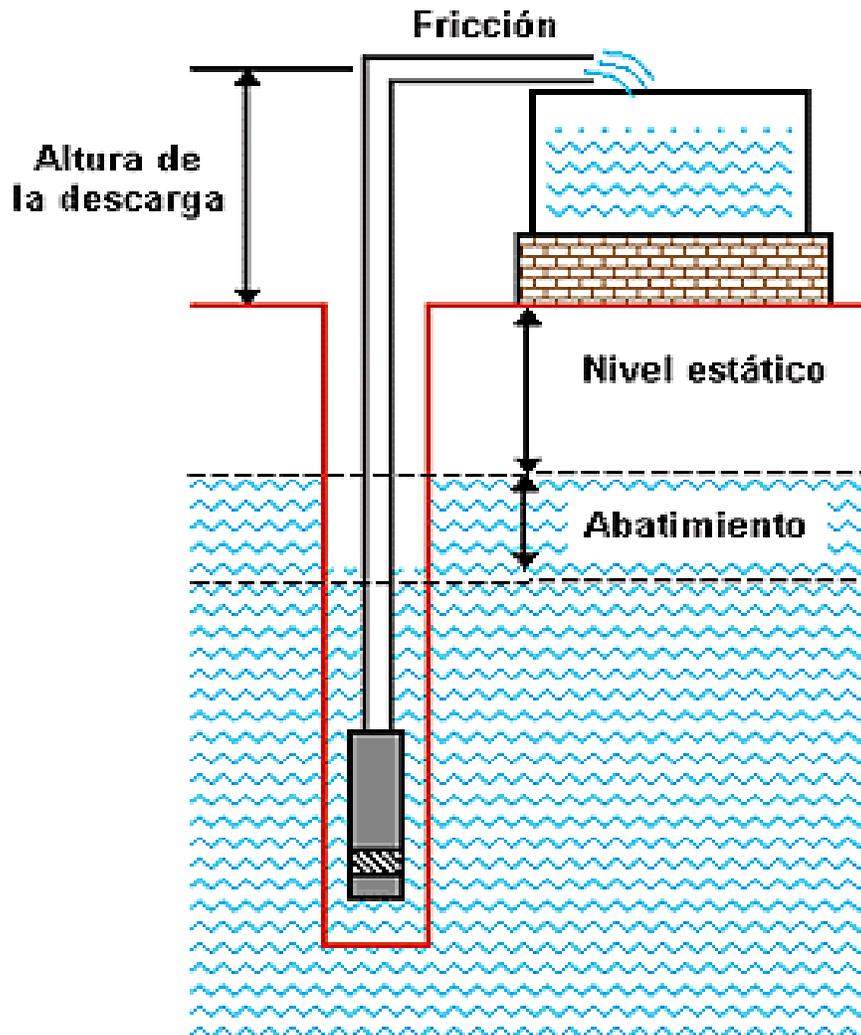
AD: Altura de Descarga, en m.

H_f: Pérdidas de fricción, en m.

2.8.4 Carga Estática

La Carga Estática puede obtenerse con mediciones directas, se trata de la distancia vertical que el agua recorre desde el nivel de abatimiento del pozo hasta la altura de descarga. La Carga Estática es entonces, la suma del abatimiento, el Nivel Estático, y la altura de descarga. Todos los pozos experimentan el fenómeno de abatimiento cuando se bombea agua.

Imagen 21: Principales componentes hidráulicos de un sistema de bombeo de agua



Fuente: http://solar.nmsu.edu/wp_guide/hidraulica.html

2.8.5 Carga Dinámica (fricción)

La Carga Dinámica es el incremento de la presión causado por la resistencia al flujo al agua debido a la rugosidad de las tuberías y componentes como codos y válvulas. Esta rugosidad depende del material usado en la fabricación de las tuberías. Los tubos de acero producen una fricción diferente a la de los tubos de plástico (PVC) de similar tamaño. Además, el diámetro de los tubos influye en la fricción, mientras más estrechos, mayor resistencia producida.

Para calcular la Carga Dinámica es necesario encontrar la distancia que recorre el agua desde el punto en el que esta entra a la bomba hasta el punto de descarga, incluyendo las distancias horizontales, así como el material de la línea de conducción y su diámetro. Con esta información se puede estimar la Carga Dinámica de varias maneras.

2.8.6 Tablas de fricción

Existen tablas publicadas por diferentes fabricantes que indican el porcentaje de fricción que debe añadirse en base al caudal, diámetro y material de las tuberías. En este apéndice se puede apreciar unas tablas de fricción para tuberías de PVC y acero galvanizado. Estas tablas proporcionan un valor más cercano al de la fricción verdadera.

El método de Hazen Williams es válido solamente para el agua que fluye en las temperaturas ordinarias (5 a 25 °C). La ecuación es sencilla, y su cálculo es simple debido a que el coeficiente de rugosidad "C" no está en función de la velocidad ni del diámetro de la tubería. Es útil en el cálculo de pérdidas de carga de tuberías para redes de distribución de diversos materiales, especialmente de fundición y acero.

$$H = 10.674L \left(\frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} D^{4.871}} \right) \quad \text{Ecuación 8}$$

Donde:

H: Pérdida de carga o de energía, en m.

L: Longitud de la tubería, en m.

Q: Caudal, en m³/s.

C: Coeficiente de rugosidad, adimensional.

D: Diámetro interno de la tubería, en m.

Tabla 3: Valores del coeficiente de rugosidad de Hazen Williams para diferentes materiales

Material	C	Material	C
Asbesto cemento	140	Hierro galvanizado	120
Latón	130-140	Vidrio	140
Ladrillo de saneamiento	100	Plomo	130-140
Hierro fundido, nuevo	130	Plástico (PE, PVC)	140-150
Hierro fundido, 10 años de edad	107-113	Tubería lisa nueva	140
Hierro fundido, 20 años de edad	89-100	Acero nuevo	140-150
Hierro fundido, 30 años de edad	75-90	Acero	130
Hierro fundido, 40 años de edad	64-83	Acero rolado	110
Concreto	120-140	Lata	130
Cobre	130-140	Madera	120
Hierro dúctil	120	Hormigón	120-140

Fuente: <http://es.scribd.com/doc/57468533/Hazen-Williams>

Una vez determinado el rendimiento del pozo, longitud de la línea de conducción donde descargará agua el pozo, niveles topográficos, y pérdidas de carga, se determinará la Carga Total Dinámica, con estos parámetros se procederá a la selección del sistema de bombeo del pozo, para lo que se tomará en consideración los siguientes elementos:

- Tubería de succión.
- Tubería de impulsión.
- Equipo de bombeo.
- Válvulas de regulación y control.
- Equipo para cloración.
- Grupo generador de energía y fuerza motriz.
- Interruptores de máximo y mínimo nivel.
- Tablero de protección y control eléctrico.
- Caseta de bombeo.

2.8.7 Demanda de la población

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, debiendo considerar dentro de esas diferencias los factores culturales, económicos y sociales.

2.8.8 Cálculo de población

Para el cálculo de las poblaciones futuras se usará el método geométrico, el cual está expresado por la ecuación siguiente:

$$P_n = P_0(1 + r)^n \quad \text{Ecuación 9}$$

Donde:

P_n = Población proyectada, en hab.

P_0 = Población al inicio del período de diseño, en hab.

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

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

Si no se dispone de datos de población al inicio del período de diseño, deberá efectuarse un censo poblacional por medio de los representantes comunitarios o promotores sociales previamente entrenados. Conviene conocer la tasa de crecimiento histórico nacional para compararla con la obtenida en cada caso particular. Los valores anuales varían de 2.5 a 4 %. El proyectista deberá justificar la adopción de tasas de crecimiento diferentes a los valores indicados.

2.8.9 Dotación

La dotación de agua, expresada como la cantidad de agua por persona por día, está en dependencia de:

- Nivel de servicio adoptado.
- Factores geográficos.
- Factores culturales.
- Uso del agua.

Para sistemas de abastecimiento de agua potable por medio de puestos públicos, se asignará un caudal de 30 a 40 lppd. Para sistemas de abastecimiento de agua potable por medio de conexiones domiciliarias de patio, se asignará un caudal de 50 a 60 lppd. Para pozos excavados a mano y perforados, se asignará una dotación de 20 a 30 lppd.

2.8.10 Variaciones de consumo

Las variaciones de consumo estarán expresadas como factores de la demanda promedio diaria y servirán de base para el dimensionamiento de la capacidad de obras de captación, línea de conducción y red de distribución, etc. Estos valores son los siguientes:

Consumo Máximo Diario (CMD).

Consumo Máximo Horario (CMH).

$$\text{CMD} = 1.5\text{CPD} \quad \text{Ecuación 10}$$

$$\text{CMH} = 2.5\text{CPD} \quad \text{Ecuación 11}$$

Donde:

CMD: Consumo Máximo Diario en gpm.

CPD: Consumo Promedio Diario, en gpm.

CMH: Consumo Máximo Horario, en gpm.

Tabla 4: Períodos económicos de diseño para los elementos componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable

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: Normas NTON 09001–99 INAA

2.8.11 Presiones máximas y mínimas

Para brindar presiones adecuadas durante el funcionamiento del sistema de abastecimiento se recomienda que éstas estén dentro de un rango permisible, específicamente los valores siguientes:

Presión mínima: 5 metros.

Presión máxima: 70 metros.

Se deberá asignar el coeficiente de rugosidad (C) de Hazen Williams para los diferentes tipos de materiales de tubería a utilizar. Se recomienda fijar los valores de las velocidades del flujo en los conductos en un rango para evitar erosión interna o sedimentación en estos. Los valores permisibles son los siguientes:

Velocidad mínima: 0.4 m/s.

Velocidad máxima: 2 m/s.

2.8.12 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%.

2.9 Estaciones de bombeo

En las estaciones de bombeo para pozos perforados deben considerarse los elementos que la forman, lo que consiste en: Caseta de protección de conexiones eléctricas o mecánicas, conexión de bomba o sarta, fundación y equipo de bombeo (bomba y motor), y tipo de energía.

2.9.1 Equipo de bombeo y motor

2.9.1.1 Bombas verticales

Los equipos de bombeo que generalmente se emplean para pozos perforados son los de turbina de eje vertical y sumergible, para su selección deben tomarse en cuenta los factores siguientes:

Nivel de bombeo de acuerdo a los resultados de las pruebas de bombeo efectuado al pozo.

Variaciones estacionales o niveles naturales del agua subterránea en las estaciones secas y lluviosas.

El diámetro del ademe del pozo, el cual debe estar relacionado al caudal a extraerse según la tabla siguiente:

Tabla 5: Relación entre el diámetro interno del pozo y el caudal de bombeo

Diámetro interno Ademe del pozo		Caudal del bombeo	
Pulg	mm	GPM	LPS
6	150	160	10
8	200	240	15
10	250	400	25

Fuente: Normas NTON 09001–99 INAA

El diámetro de la columna de bombeo dentro del pozo, acoplada a la bomba, será diseñada para una pérdida de fricción no mayor que el 5 % de su longitud, por lo cual se recomiendan los diámetros para columnas de bombeo en relación al caudal.

Tabla 6: Relación entre el diámetro de la columna de bombeo y el caudal de bombeo

Diámetro de columna de bombeo		Caudal del de bombeo	
Pulg	mm	GPM	LPS
3	75	50	3.15
4	100	100	6.3
6	150	600	37.8

Fuente: Normas NTON 09001–99 INAA

El diámetro de la tubería de succión y de impulsión no deberá ser menor que el admitido por las bombas, en caso de que el diámetro de la tubería de succión sea mayor que el de la admisión de la bomba (bombas horizontales), se debe conectar

una reducción excéntrica. En la tubería de descarga se deberá efectuar un estudio económico-comparativo de diversos diámetros para seleccionar el más apropiado.

De acuerdo al tipo de bomba a instalarse, se tienen motores eléctricos verticales que se emplean para bombas centrifugas en pozos profundos, motores eléctricos sumergibles, y motores para bombas horizontales con capacidad de uso corriente, dados por los fabricantes, que oscilan entre los 3 y 200 HP, y de mayor capacidad. Se tiene que considerar como norma, emplear un factor de 1.15 para calcular los HP del motor en base a los HP de la bomba debido a la pérdida mecánica.

Las velocidades de operación de los motores eléctricos varían de acuerdo a la capacidad o caudal del equipo de bombeo. De acuerdo a la capacidad de los motores eléctricos, se recomienda los tipos de energía siguientes:

Para motores de 3 a 5 HP emplear 1/60/110 energía monofásica, para motores mayores de 5 HP y menores de 50 HP se usará 3/60/220 y mayores de 50 HP se empleará 3/60/440 energía trifásica.

2.9.2 Almacenamiento

Debido a que las normas actuales de diseño de abastecimiento y potabilización de agua (NTON 09003-99 INAA) tienen como objetivo el establecimiento de las principales directrices para el propósito indicado (ver prólogo de documento de normas de diseño), y tomando en consideración que el acueducto opera bajo el esquema fuente-tanque-red, existe el riesgo de que los tanques de almacenamiento, en un buen número de casos, no logren ser llenados, debido; por lo general, a la falta de una buena micromedición en la red de distribución y a excesos de fugas en las tuberías u otros componentes del acueducto.

Debido a las condiciones y características propias de este proyecto, y a los riesgos señalados con anterioridad, el volumen de almacenamiento será proyectado para el cumplimiento de las condiciones que a continuación se describen:

A) Garantizar un abastecimiento suficiente y continuo de agua a la población mediante un volumen equivalente al 25 % del Consumo Promedio Diario para compensación de las demandas de máximo consumo horario, más un volumen equivalente al 15 % del Consumo Promedio Diario para garantizar el abastecimiento de agua a la población durante un período de tiempo en el que se interrumpa el suministro de agua procedente de la fuente por razones que estén fuera del control del personal operativo.

B) El volumen de almacenamiento total será mayor a la sumatoria del 25 % del Consumo Promedio Diario más el volumen necesario para atender un incendio de doble duración. Esto conforme a los criterios expresados en el libro “Diseño de Acueductos y Alcantarillados”, Ricardo Alfredo López Cualla, segunda edición, editorial Alfa Omega.

Cuando las condiciones de altitud del área del proyecto y sus alrededores sean llanas, y para evitar la necesidad de construir un tanque sobre torre de gran volumen excesivamente elevado, el volumen de almacenamiento total podrá dividirse en dos partes, uno sobre torre, cuyo volumen será de un 10 a 20 % del volumen total de diseño; mediante el cual se proveerá las presiones de servicio mínimas en los sectores más desfavorables de la red de distribución, el segundo volumen de almacenamiento será sobre el suelo, y podrá estar contenido en uno o dos tanques que contendrán de un 80 a 90 % del volumen total de diseño.

2.9.3 Capacidad

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

2.9.3.1 Volumen del compensador

El volumen necesario para compensar las variaciones horarias del consumo se estimará en un 15 % del Consumo Promedio Diario.

2.9.3.2 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 en un 20 % del Consumo Promedio Diario.

2.9.3.3 Localización

Los tanques de almacenamiento deberán estar localizados en zonas próximas al poblado y tomándose en cuenta la topografía del terreno, de tal manera que brinden presiones de servicio aceptables en los puntos de distribución.

2.9.4 Clases y tipo de tanques

2.9.4.1 Clases de tanques

Las clases de tanques, de acuerdo a los materiales de construcción, se clasifican en:

2.9.4.1.1 Mampostería

Se recomienda construir tanques de esta materia en aquellas localidades en donde se disponga de piedra bolón o piedra cantera, la altura no será mayor de 2.5 metros.

2.9.4.1.2 Concreto reforzado

En la construcción de tanques con este material, se debe considerar la permeabilidad del terreno, la altura no será mayor de 3 metros.

2.9.4.1.3 Acero

Se propone construir tanques de acero cuando en la localidad no se disponga de materiales locales como en los casos anteriores, y por razones de requerimiento de presiones de servicio.

2.9.4.2 Tipos de tanques

Los tipos de tanques que se ha recomendado construir en el país son los siguientes:

2.9.4.2.1 Tanques sobre el suelo

Se recomienda este tipo de tanques cuando la topografía del terreno lo permita, y en comunidades rurales que dispongan localmente de materiales de construcción como piedra bolón o cantera. En el diseño de los tanques debe de considerarse lo siguiente:

- a) Cuando la entrada y salida de agua es por medio de tuberías separadas, estas se ubicarán en los lados opuestos con la finalidad de permitir la circulación de esta.
- b) Debe considerarse un paso directo y el tanque conectado tipo puente, de tal manera que permita mantener el servicio mientras se efectuó el lavado o reparación del tanque.
- c) La tubería de rebose descargará libremente sobre una plancha de concreto para evitar la erosión del suelo.

- d) Se instalará válvulas de: Compuerta, limpieza, entrada y salida (con excepción de las de rebose) en todas las tuberías, y se recomienda que las válvulas y accesorios sean tipo brida.
- e) Se debe considerar los demás accesorios como: Escaleras, respiraderos, indicador de niveles y acceso con su tapadera.
- f) Se recomienda que los tanques tengan una altura máxima de 3 metros, con un borde libre de 0.5 metros, y deberán estar cubiertos con una losa de concreto. En casos especiales, se construirán tanques de acero sobre el suelo.

2.9.4.2.2 Tanques elevados

En el diseño de tanques elevados (que generalmente son de acero), debe considerarse lo siguiente:

- a) El nivel mínimo del agua en el tanque debe ser capaz de lograr presiones adecuadas en la red de distribución.
- b) Se debe emplear la misma tubería de entrada y salida del agua en caso de que el sistema fuese del tipo fuente-tanque-red.
- c) La tubería de rebose descargará libremente sobre una plancha de concreto para evitar la erosión del suelo.
- d) Se instalará válvulas de compuerta en todas las tuberías (exceptuando la de rebose), y se recomienda que las válvulas y accesorios sean tipo brida.
- e) Debe considerarse los demás accesorios como: Escaleras, dispositivos de ventilación, acceso con su tapadera, indicador de niveles, y; en caso especial, una luz roja para prevenir accidentes aéreos en vuelos nocturnos.

- f) Las escaleras exteriores deben tener protección adecuada y se diseñará dispositivos que permitan controlar el nivel máximo y mínimo del agua en el tanque.

2.9.4.2.3 Tipo cisterna

Este tipo de almacenamiento se recomienda en pequeñas granjas o comunidades rurales en donde se carece de aguas superficiales o subterráneas; por lo tanto, el agua de lluvia es la fuente disponible de abastecimiento local. El agua de lluvia que escurre en los sistemas de techos, se conduce a través de canales y ductos de bajantes a las cisternas de almacenamiento situadas sobre el piso o soterrado.

La cisterna puede ser construida de mampostería u hormigón armado, en ella se puede emplazar una bomba de mano de acción directa o de mecate para la distribución de agua.

2.9.5 Red de distribución

La red de distribución está compuesta por tuberías secundarias que transportan grandes cantidades de agua desde las artesanías principales hacia las diferentes comunidades para suplir la demanda normal para uso cotidiano, y tienen las siguientes funciones principales que cumplir:

- Suministrar el agua potable suficiente a los diferentes consumidores en forma sanitariamente segura.
- Proveer suficiente agua para combatir incendios en cualquier punto del sistema.

2.9.5.1 Sistema convencional

Es el sistema de abastecimiento que INAA ha realizado tradicionalmente y en donde se considera en el análisis de la red: la dotación domiciliar y la dotación contra incendio, incluyendo la implementación de cierto número de válvulas para la operación y mantenimiento del sistema como son: Válvulas de purga y limpieza.

2.9.5.2 Sistema simplificado

Este sistema propone diseñar la red de distribución para el consumo domiciliar, con el objetivo de disminuir los diámetros de cada tubería, proponiendo hacer uso de los hidrantes existentes o por medio de la instalación de ellos en la periferia del barrio para satisfacer la demanda contra incendio. Para la operación del sistema, se prevé utilizar un solo acople con una válvula en la entrada con el objetivo de aislar el barrio a la hora de realizar cualquier reparación, siguiendo el criterio de micro sectores de INAA, así como dotar al sistema de válvulas de limpieza.

2.9.7 Conexiones domiciliarias

Para el proyecto, la conexión domiciliar comprende desde el empalme de la tubería matriz o red de distribución, hasta el punto de entrega al usuario, que corresponde al medidor domiciliar instalado fuera o dentro de la línea de la propiedad del beneficiario.

2.9.8 Estructuras complementarias

Las obras complementarias de un sistema de agua potable se concretizan en conectores instalados en la línea de conducción y red de distribución, con el objetivo de una mayor eficiencia operativa del acueducto, que comprenden: Válvulas reguladoras de presión, válvulas de aire, válvulas de limpieza, válvulas de pase, etc.

2.9.8.1 Válvulas de seccionamiento

La ubicación y cantidad de válvulas de seccionamiento en una red de distribución se determina con la finalidad de poder aislar un tramo o parte de la red en caso de reparaciones o ampliaciones, manteniendo el servicio en el resto de esta. Mientras mayor número de válvulas tenga la red, menor será la parte sin servicio en caso de una reparación, pero más costoso el proyecto. En poblaciones concentradas, debe proveerse una válvula de ingreso a la red y en los puntos en donde exista un ramal de derivación importante.

2.9.8.2 Válvulas de purga de lodos

Las válvulas de purga de lodos se ubicarán en los puntos de cotas más bajas de la red de distribución, en donde se pudieran acumular sedimentos, se deberá considerar sistemas de purga.

2.9.8.3 Válvulas reductoras de presión

Las válvulas reductoras de presión reducen automáticamente la presión aguas debajo de las mismas, hasta un valor prefijado. En los casos en los que no se pueda acceder a una válvula reductora de presión se puede optar por el uso de una cámara rompe presión.

2.9.8.4 Cámara de válvula de aire

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

2.9.8.5 Cámara de válvula de purga

Los sedimentos acumulados en los puntos bajos de la línea de conducción con topografía accidentada, provocan la reducción del área de flujo del agua, siendo necesario instalar válvulas de purga que permitan periódicamente la limpieza de tramos de tuberías.

2.9.8.6 Cámara rompe presión

Al existir fuerte desnivel entre la captación y algunos puntos a lo largo de la línea de conducción, puede generarse presiones superiores a la máxima que puede soportar la tubería. En este caso, se sugiere la instalación de cámaras rompe presión cada 50 m de desnivel.

2.9.8.7 Combinación de tuberías

Es posible diseñar la línea de conducción mediante la combinación de tuberías, tiene la ventaja de optimizar las pérdidas de carga, conseguir presiones dentro de los rangos admisibles y disminuir los costos del proyecto.

2.10 Normas CAPRE para la calidad del agua

El agua de consumo deberá ser examinada con el objeto de determinar las características siguientes:

- 1) Bacteriológicas
- 2) Físicas
- 3) Químicas

La calidad del agua deberá estar de acuerdo a las normas CAPRE Y OMS. Las presentes normas de calidad del agua para el consumo humano han sido adoptadas de la “Norma Regional de Calidad del agua para el Consumo Humano”.

2.10.1 Parámetros bacteriológicos y organolépticos

El agua destinada para el consumo humano no debe contener microorganismos patógenos. Debe estar libre de bacterias indicadoras de contaminación por excretas. Para asegurarse de que una red de distribución de agua satisface las normas de calidad bacteriológicas, es importante que las muestras sean examinadas regularmente para detectar estos indicadores de contaminación fecal.

El muestreo para análisis bacteriológico se refiere exclusivamente a la toma de muestras de agua para su análisis en el laboratorio, para la determinación de microorganismos. Las muestras se toman en puntos debidamente seleccionados y representativos de todo el sistema, comprobando si los resultados cumplen con los parámetros bacteriológicos que la hacen apta para el consumo humano.

2.10.2 Parámetros físicos y químicos

Un número significativo de algunos serios problemas puede ocurrir debido a la contaminación química de la fuente de agua o de la red de distribución. Tal contaminación origina molestias y trastornos al hombre, como también al equipo y accesorios del sistema, ya sea por causas naturales (ciclo hidrológico), o causas antropogénicas (industrias, minería, mal uso agrícola, etc.).

El muestreo para análisis físico y químico se refiere exclusivamente a la toma de muestras de agua para análisis en el laboratorio, para la determinación de una gran variedad de parámetros físicos y químicos.

2.10.3 Criterios a considerar en la toma de las muestras bacteriológicas y físico-químico.

2.10.3.1 Selección de los puntos de muestreos en la red de distribución

En el pasado solo existían normas sanitarias para la fuente y captación; sin embargo, con el pasar del tiempo, la experiencia ha demostrado que, el agua debe ser segura en el punto de distribución (grifo o red de distribución), por esta razón, los valores guías y las normas de calidad del agua, enfatizan la toma de muestras en la red de distribución.

2.10.3.2 Criterios para la selección del número de tomas de muestras en la red distribución

Según las guías de calidad del agua de la organización mundial de la salud, el número de muestreos que se deben de realizar en la red de distribución.

2.11 Estudios topográficos

Son el conjunto de actividades de campo y gabinete que, tiene como finalidad proporcionar información altimétrica y/o planimétrica para representarla en planos, y en una escala adecuada. Los estudios topográficos se clasifican de acuerdo a su precisión:

2.11.1 Levantamientos topográficos de baja precisión

Son aquellos levantamientos, cuya precisión es igual o menor a 1:1000, y sirven como planos de reconocimiento para elaborar anteproyectos en zonas urbanas o proyectos en localidades rurales; el equipo empleado en esta clase de levantamiento está conformado por: Teodolito con aproximación a 0.1, brújula, nivel de mano, y nivel fijo.

2.11.2 Levantamientos topográficos definitivos

Son levantamientos con una precisión igual o mayor de 1:5000. Este tipo de levantamientos se realiza con equipo de primer orden integrado por: Distanciómetro, estación total, y nivel electrónico.

2.11.2.1 Recopilación de información

Para la elaboración de los levantamientos topográficos, se debe recabar previamente la información cartográfica, fotogramétrica y topográfica existente sobre el área en estudio. La información mínima que se debe recopilar es la cartografía, autorizada y publicada por INETER u otra fuente oficial. De existir levantamientos topográficos anteriores de la zona en estudio, se analiza la información para determinar la posibilidad de utilizarlos, actualizarlos o complementarlos según sea el caso. Cuando exista topografía de áreas vecinas, se establecen los puntos de liga con respecto a la nueva área de estudio, los mismos que deben ser referenciados.

2.11.3. Poligonales

2.11.3.1 Trazo de apoyo

Con objeto de comprobar la alternativa de trazo del eje de un conducto (línea de conducción, colector, emisor, etc.) que, sea seleccionada previamente en gabinete con el apoyo de la información cartográfica existente, se debe llevar a cabo un reconocimiento de campo, haciendo las modificaciones pertinentes de acuerdo con los obstáculos, características del suelo, relieve, y tenencia de la tierra en la zona. En general, se procura que los trazos se ubiquen por calles, derechos de vía de carreteras, líneas de transmisión eléctricas y ferrocarriles, veredas y límites de predios.

El origen de las coordenadas "X, Y" del trazo de apoyo o poligonal auxiliar que, permite definir el eje del conducto, debe referirse a coordenadas cartesianas; en casos extraordinarios, cuando lo anterior no sea posible, se puede utilizar medios gráficos tomados sobre cartas editadas por alguna dependencia oficial, indicándolo en las notas de los planos respectivos. El levantamiento topográfico del trazo de apoyo debe estar referenciado a un plano de comparación único de bancos de nivel.

2.12 Método de desinfección

El agua que se utiliza para el abastecimiento de una población, para usos básicamente domésticos, debe estar, específicamente, exenta de organismos patógenos para evitar 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.

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.

En caso de que la fuente de abastecimiento de agua no se ajuste a las normas de calidad de agua cruda requeridas, será necesario un proceso de tratamiento de depuración, ya sea por filtración lenta que, consiste en hacerla pasar por un lecho de arena en forma descendente o ascendente, y a muy baja velocidad; o, filtración rápida que, conlleva los pasos de coagulación, floculación, sedimentación,

filtración; y, finalmente, un proceso de desinfección que, elimine la contaminación bacteriológica.

2.13 Costo y presupuesto

La estimación de los costos de los proyectos constituye uno de los aspectos fundamentales, en este estudio se hará el costo y presupuesto a manera de prefactibilidad del sistema de abastecimiento de agua potable y servicio básico de letrina de pozo seco ventilado, con la importancia de obtener el costo real del proyecto, así como para conocer la manera en la que estarán distribuidos los costos directos, dentro de estos costos directos se tiene:

Materiales: Los precios de materiales serán tomados de los costos promedios que se manejan en el mercado.

Mano de obra directa: La mano de obra se determinará basándose en las normas de rendimiento horario para obras verticales y el catálogo de precios vigente para la construcción.

Costos indirectos de fabricación: Son todos aquellos costos que, se acumulan de los materiales y la mano de obra indirecta, más todos los incurridos en la producción, pero que, al momento de obtener el costo del producto terminado, no son fácilmente identificables de forma directa con el mismo (Gómez, 2001).

Diversos presupuestos tomados en cuenta para su realización son:

Costos directos: Son aquellos que, la gerencia es capaz de asociar con los artículos o áreas específicas. Los materiales y la mano de obra directa son los ejemplos más claros.

Costos indirectos: Son aquellos comunes a muchos artículos, y; por tanto, no son directamente asociables a ningún artículo o área. Usualmente, los costos

indirectos se cargan a los artículos o áreas, con base en técnicas de asignación (Gómez, 2001).

Costos administrativos: Son los costos en los que, se incurre por mantener el personal administrativo de campo el tiempo que dure el proyecto. Estos generalmente son: Salarios, prestaciones sociales, transporte, alimentación, y dormida del personal de campo, mobiliario y equipo de oficina.

CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO

3.1 Información recopilada

Para la realización del trabajo monográfico sobre el diseño de un pozo de agua potable en la comunidad de San Pedro de los Molinas, ubicado en el municipio de San Marcos, se realizó la primera etapa que, consistió en la obtención de la información, la cual consiste en lo siguiente:

- Recopilación bibliográfica.
- Exploración en INTERNET.
- Visita a instituciones públicas con información oficial (INETER, alcaldía de San Marcos, INIDE, MINSA, MARENA).
- Solicitud de datos, obtenidos de la alcaldía municipal de San Marcos y ENACAL para la caracterización de factores sociales, económicos y ambientales del municipio.

La información recopilada ha sido procesada y analizada, en esta se indagaron temas relacionados con la geología, litología, hidrología, hidrogeología, hidráulica, topografía, y otros factores como: Datos para el diseño, construcción del pozo, e instalaciones de equipo de bombeo. Esta primera fase de la metodología consistió en recopilar información documental que, se logró obtener en el campo para su revisión, selección e interpretación, esto se llevó a cabo en diferentes instituciones privadas y públicas, así como también consulta a especialista en la materia.

Se realizará visitas de campo para la obtención de una base de datos actualizada, para obtener el modelo conceptual y comparar la información ya existente del área de estudio con la recopilada en campo. Se hará un estudio sobre la litología del suelo en el sitio de construcción del pozo. Serán tomados en cuenta los parámetros más importantes que debe llevar un diseño de pozo para el abastecimiento de agua potable, con sus ecuaciones y pasos para un cálculo adecuado.

3.1.1 Reconocimiento de terreno y levantamiento topográfico

Primero, se realizará una visita de campo para determinar los lugares en donde posiblemente puede pasar la red, en coordinación con los pobladores.

Luego se procederá a realizar el levantamiento topográfico con los conocimientos planimétricos y altimétricos, para conocer las distancias y elevaciones del terreno, utilizando instrumentos topográficos, en este caso, se utilizará estación total. El registro de datos se realizará en hojas de cálculos topográficas.

Para el trazado del sistema, se buscará que, el terreno sea favorable, evitando lugares inaccesibles y que generen mal funcionamiento; de igual forma, se obtendrá coordenadas geográficas para la ubicación de la zona.

3.1.2 Elaboración de planos

Se utilizará el software AutoCAD 2015 para tener una mejor comprensión del diseño de los planos de línea de conducción, red de distribución, tanque de captación y tanque almacenamiento, a partir de los datos obtenidos en el levantamiento topográfico.

3.1.3 Trabajo de gabinete

Los pasos a seguir para la elaboración del estudio serán los siguientes:

- Se establecerá que el sistema de abastecimiento de agua potable sea de la forma fuente-tanque-red.
- Con los datos poblacionales de censos obtenidos a través del INIDE, se estimará la tasa de crecimiento para calcular la población futura.
- Conociendo la población total a través de la encuesta y la dotación, se calculará los consumos para el período de diseño.
- Diseño de los diferentes componentes del sistema propuesto.
- Cálculo del costo del proyecto.
- Estudio del impacto ambiental.
- Elaboración de conclusiones y recomendaciones.

- Planos del diseño propuesto.

3.1.4 Programas utilizados

Excel 2016: Gráficos socioeconómicos, hojas topográficas, presupuesto, análisis hidráulico en las redes, cálculo de caudal, costo de mantenimiento y guía, matrices de evaluación ambiental.

AutoCad 2015: Elaboración de planos.

Epanet 2.0: Diseño hidráulico de línea de conducción y red de distribución.

Word 2016: Informe final.

3.1.5 Criterios técnicos de diseño

Para la evaluación del sistema de abastecimiento de agua potable de la comunidad, se adoptará criterios de diseño, de acuerdo con el cumplimiento de las normas técnicas: Diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable en el medio rural NTON 09001-99 INAA.

3.1.6 Período de diseño

El período de diseño se definirá en base a la capacidad de la fuente de abastecimiento suficiente para atender la demanda de la población que, se estima se alcanzará en un período de 20 años, comprendiendo el período 2017-2037.

Esto se hará, tomando en cuenta los elementos del sistema, porque también, es el período de tiempo en el que estos componentes han de servir a la comunidad, antes de abandonarlos o ampliarlos, por resultar ya inadecuados.

3.1.7 Cobertura

El 100 % de la población total será servida mediante conexiones domiciliarias, durante todo el período de diseño.

3.1.8 Análisis de calidad de agua de la fuente de abastecimiento

Para esto, se tomará muestras en recipientes adecuados; y, posteriormente, se llevará al laboratorio, en donde se determinará algunos parámetros como:

- Organolépticos: Color verdadero y sabor.
- Fisicoquímicos: Turbiedad, temperatura, concentración de iones de hidrógeno, sulfato, magnesio, calcio, sólidos totales disueltos.
- Bacteriológicos: Coliformes fecales.

Todos estos parámetros serán evaluados de acuerdo a las normas CAPRE 2000 y normas técnicas de abastecimiento NTON 09003-99 INAA.

3.1.9 Censo y encuesta socioeconómica

El censo y encuesta socioeconómica de la comunidad se realizará en el mes de septiembre del año 2016, casa por casa, con el propósito de obtener datos reales y actualizados de la población beneficiada, vivienda y aspectos socioeconómicos de la población.

La información recopilada en el campo mediante la encuesta, será procesada, y los resultados obtenidos serán representados por medio de gráficos en el programa de Excel 2016.

3.1.10 Estudio hidrogeológico

3.1.10.1 Síntesis local

La cuenca subterránea del Pacífico es la más extensa del acuífero Las Sierras, pero la que cuenta con menos información. Este acuífero es la fuente más importante de agua para las zonas densamente pobladas situadas hacia el sur y oeste. Algunos de los pozos perforados en los alrededores de las poblaciones producen caudales de hasta 150 m³/hora, con Niveles Dinámicos de, aproximadamente 300 m. Las áreas de mayor interés, por sus posibilidades de suplir agua para el riego, son la parte sur y oeste, en el límite entre la Cordillera del Pacífico y la Meseta de Carazo.

El acuífero que constituye la Cuenca está constituido por depósitos piroclásticos (lapilli, cenizas, pómez, tobas volcánicas) y aluviones recientes que, se extienden sobre una superficie de, alrededor de 1500 km².

En la parte más importante del acuífero, los depósitos piroclásticos-aluviales rellenan una fosa tectónica de unos 26 km de largo y unos 10 km de ancho, orientada NO-SE que, se extiende desde la sierra, hasta las mesetas del departamento de Carazo. La profundidad del agua subterránea en el acuífero con respecto al nivel del terreno, varía de 20 a 300 m. Se registra los valores mayores en el área de recarga (El Crucero y Meseta de los Pueblos), con valores máximos de hasta 500 m.

Las curvas piezométricas están en dependencia de la topografía del terreno, varían desde 600 m en el parte aguas de la zona del Crucero y Meseta de los Pueblos, hasta 70 m en las zonas más bajas.

El espesor promedio del depósito acuífero se evalúa en, alrededor de unos 100 m; los espesores máximos alcanzan los 300 m, en la parte central de la cuenca, cerca de las faldas de la cordillera de Los Maribios, y disminuyen hacia el SO. El acuífero de Las Sierras es el más importante de esta cuenca, la subcuenca subterránea que drena al Pacífico es la parte que, se encuentra dentro de la

cuenca 68. Está formada por piroclastos finos y gruesos (ceniza volcánica, piedra pómez, tobas, arenas, lapilli), y tiene un espesor superior a los 400 m. A lo largo de la costa y hacia el sur, los acuíferos son discontinuos y poco profundos, con algunos depósitos aluviales a lo largo de los ríos.

Según datos de 1968 a 1971 (Naciones Unidas), las fluctuaciones anuales de los niveles piezométricos registradas en algunas decenas de pozos de observación (pozos cavados y perforados), indican que, hay muy pequeñas diferencias entre los altos (octubre-noviembre) y los bajos (abril-mayo) niveles freáticos que, varían entre unos dos metros.

En los años 1970, se calculaba que, la cantidad de agua subterránea extraída anualmente, a través de pozos perforados y cavados, alcanzaba unos 97 m³/h, distribuidos de la siguiente manera: 9.7 m³/h para uso potable, 12.83 m³/h para uso industrial, 69 m³/h para uso de riego (todo extraído de pozos perforados), y los restantes 5.5 m³/h para uso rural (extraídos a través de pozos excavados a mano).

Los estudios de detalle hechos por las Naciones Unidas entre 1971 y 1974, reportan que, la potencialidad de este acuífero es muy elevada. En efecto, la recarga total para los años 1970 y 1971, ha sido evaluada en, alrededor de 622 m³/h (583 como percolación de lluvias, igual al 23% de las precipitaciones sobre el área de afloramiento, y 39 m³/h como flujo de retorno).

La cantidad total de agua subterránea que, por el mismo año, no estaba siendo empleada y que salía del acuífero, ha sido evaluada en 528 m³/h, distribuidos de la siguiente manera: 471 m³/h como caudal de base de los diferentes ríos, 18 m³/h como evapotranspiración, y 39 m³/h como caudal subterráneo hacia el mar. De estos, se asume un volumen directamente recuperable a través de pozos de, aproximadamente 397 m³/h; o sea, cerca del 75%.

3.1.10.2 Caracterización climatológica de la zona de influencia.

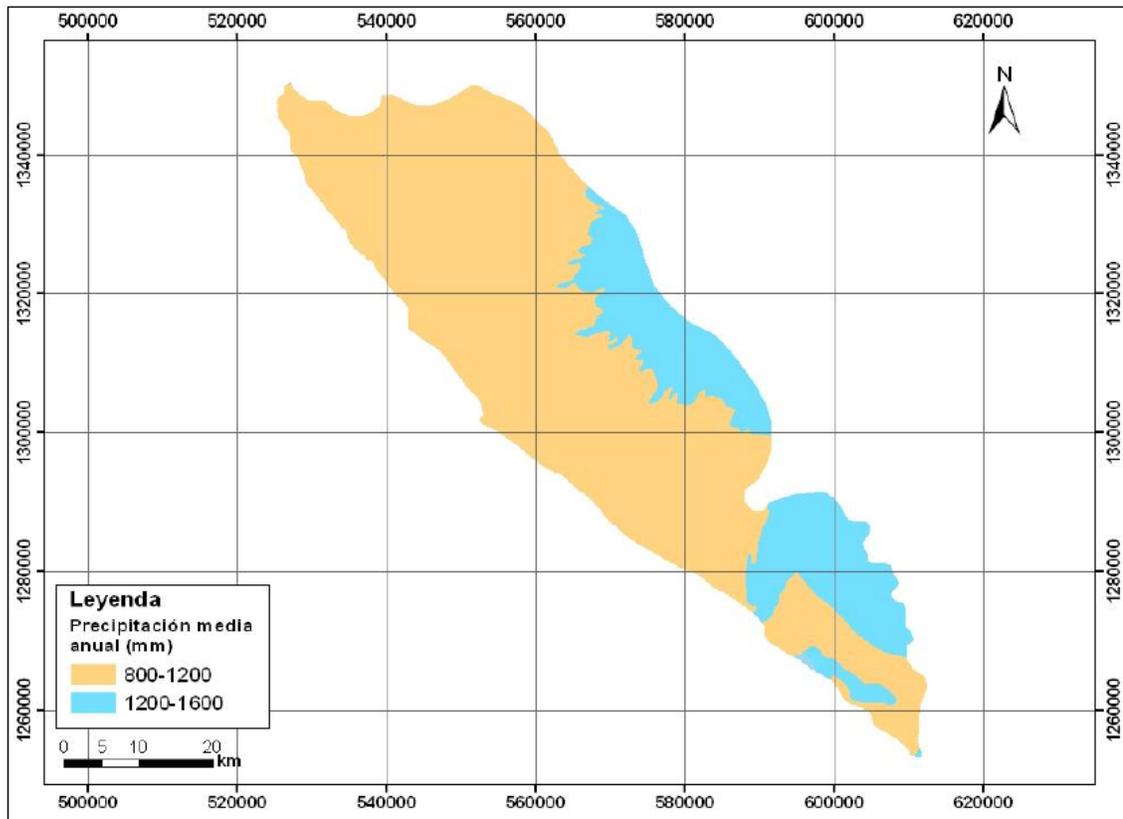
3.1.10.2.1 Régimen de precipitación

Como resultado del análisis de los datos mensuales de precipitación, se puede observar en la región, dos períodos bien marcados: Uno relativamente seco que, se extiende desde diciembre hasta el mes de marzo; y, otro lluvioso que, abarca desde el mes de mayo hasta octubre, siendo noviembre y abril meses de transición entre la época lluviosa y la seca, y de la época seca a la lluviosa, respectivamente.

Durante el período seco, las precipitaciones son escasas en toda la región, manifestándose dicha sequedad en la interrupción de las corrientes, en la mayoría de los ríos. En el período lluvioso, se incrementa considerablemente la precipitación, ocurriendo los máximos en los meses de mayo, junio, septiembre y octubre, cuando el flujo del viento adquiere una componente sur/suroeste bien definida. Una característica importante, es la que se manifiesta a mitad del período lluvioso, expresada como una disminución significativa de la precipitación que, ocurre, generalmente, entre los meses de julio y agosto; fenómeno conocido como La Canícula.

En la precipitación anual para las estaciones utilizadas en el estudio; se puede observar que, los valores medios anuales oscilan entre 1,152 mm y 2,648 mm.

Imagen 22: Precipitaciones para la cuenca del sitio de estudio



Distribución de la Precipitación Media Anual (mm) Cuenca N° 68

Fuente: INETER

3.2 Caracterizar la hidrogeología de la formación acuífera en la zona de estudio.

La caracterización hidrogeológica de la formación acuífera de la zona de estudio está basada en la recopilación de la información hidrológica, hidrogeológica e hidroquímica existente, y determinada mediante investigación del área. La determinación de parámetros hidrogeológicos como: Rendimiento específico permeabilidad, transmisividad, conductividad hidráulica, entre otros, estará ligada al tipo de acuífero que se encontrará en la zona de estudio; de igual modo, a la prueba de bombeo realizada al pozo si este pertenece a condiciones de equilibrio y de no equilibrio. Una vez obtenidos los parámetros de campo, se puede utilizar

una serie de ecuaciones de régimen de equilibrio y de no equilibrio, utilizadas en la hidráulica de pozo.

3.2.1 Determinación de la litología de la zona de estudio

Para cumplir con este parámetro, se recolectará la muestra de la perforación, identificando los materiales encontrados durante la perforación del pozo, en donde esta determinará el tipo de material del acuífero que se encuentre en esta zona.

3.2.2 Determinación del acuífero encontrado en la zona

Esto se determina en campo, realizando comparaciones de las teorías del comportamiento de los acuíferos, según el material que los compone (consolidado y no consolidado).

3.2.3 Determinar el espesor del acuífero

Se determinará mediante el perfil litológico que, se irá registrando conforme aumente la perforación, posterior a encontrar el nivel estático. En cuanto al material de formación, se obtendrá mediante la recolección de muestreos de material de la formación acuífera, realizando una resta en el área de inicio del acuífero y el límite del acuífero dentro la formación.

Esta se realizará mediante una ecuación, siempre y cuando se cuente con los datos necesarios. La ecuación es la siguiente:

$$m = P_f - P_i \quad \text{Ecuación 12}$$

Donde:

m: Espesor del acuífero, en m.

P_f : Profundidad del límite o final del espesor, en m.

P_i : Profundidad en donde inicia el espesor, en m.

3.2.4 Permeabilidad

Para la determinación de la permeabilidad se usará las ecuaciones presentadas en el marco teórico, en relación al tipo de acuífero encontrado durante la perforación del pozo, en dependencia de su régimen, de si hay acuíferos confinados o no confinados, claro, esto estará en dependencia de la litología encontrada en la zona del proyecto y el espesor de saturación del acuífero. Para efectuar el cálculo directo, se despeja P de la ecuación del equilibrio.

$$Q = \frac{2.72 P m(H-h)}{\log \frac{R}{r}} \quad \text{Ecuación 13}$$

Donde:

Q: Rendimiento del pozo o caudal del bombeo, en m³ por hora.

P: Permeabilidad de la formación, en m/hora.

m: Espesor del acuífero, en m.

H: Carga estática en el fondo del acuífero, en m.

h: Profundidad del agua en el pozo durante el bombeo, en m.

R: Radio del cono de depresión, en m.

r: Radio del pozo, en m.

3.2.5 Rendimiento específico

La determinación del rendimiento específico estará en dependencia del caudal de explotación en la prueba de bombeo y del abatimiento que se produce a la hora de determinar el caudal del pozo. Se calcula por medio de la expresión:

$$S_y = \frac{Q}{s} \quad \text{Ecuación 14}$$

Donde:

S_y : Rendimiento específico, en m^2/h .

Q : Caudal de explotación, en m^3/h .

s : Abatimiento, en m.

3.2.6 Porosidad

La porosidad estará en dependencia de la formación hidrogeológica que se encuentre durante la perforación, y de la litología del acuífero que se determine en la zona, de si el material pertenece a la familia de materiales consolidados o no consolidados.

Tabla 7: Clasificación de los materiales

Materiales no consolidados	Materiales consolidados
Grava gruesa	Arenisca
Grava media	Caliza y dolomia
Grava fina	Caliza cárstica
Arena con grava	Pizarras y lutitas
Arena gruesa	<u>Basalto fracturado</u>
Arena media	Roca cristalina fracturada
Arena fina	Roca cristalina densa
Arcilla arenosa	Granito alterado

Fuente: El agua subterránea y los pozos. Johnson SCREMS

3.2.7 Transmisividad

Esta se determina multiplicando la permeabilidad del acuífero por el espesor saturado de la formación. Para la realización de este cálculo se utilizará la siguiente expresión.

$$T = P \cdot E \quad \text{Ecuación 15}$$

Donde:

T: Transmisividad del acuífero, en $\text{m}^3/\text{día}$ o $\text{m}^2/\text{día}$.

P: Permeabilidad del acuífero, en m/h .

E: Espesor del acuífero, en m .

3.3 Determinar y caracterizar los parámetros para el diseño del pozo

Para cumplir con este objetivo, se tomará las coordenadas de ubicación del pozo, siguiendo la siguiente metodología:

3.3.1 Método de perforación

Para la perforación del pozo, ya habiendo localizado el punto a perforar y teniendo un diseño preliminar de este mismo, según la información de la hidrogeología de la zona de estudio, se seleccionará el método de perforación, realizando un análisis para seleccionar el método de perforación, así como otros parámetros para perforar un pozo. Las ventajas del método a perforar son:

- Limpieza del terreno
- Medidas ambientales
- Nivelación de las máquinas
- Profundidad del pozo

3.3.2 Profundidad del pozo

La profundidad total de un pozo se rige fundamentalmente por:

- Espesor y niveles relativos del acuífero o acuíferos que se vaya a explotar. El pozo se perforará a una profundidad que, garantice un caudal específico alto y el mayor abatimiento disponible que, permita incrementar la producción razonablemente.
- La profundidad a la que se encuentra el nivel freático más profundo por explotar cuando existe varios niveles freáticos.

- La calidad del agua, factor que, en ocasiones, limita la profundidad, y en otras la propicia.
- El caudal a extraer.

3.3.3 El Ademe

El ademe o encamisado de protección del pozo se determina de una manera que evite los derrumbes de los estratos geológicos. La tubería de ademe suele estar forrada por una parte de tubo ciego o liso que, forma la cámara de bombeo, y por el cedazo, malla o tubo filtro que, constituye la tubería de producción. Este puede ser de PVC o hierro fundido.

3.3.4 Diámetro de la cámara de bombeo o diámetro del ademe

Este queda definido por el caudal que se va extraer, ya que de este depende el diámetro de los tazones de la bomba. Generalmente, al ademe ciego que formará la cámara de bombeo se le asigna un diámetro mínimo de 3" (75 mm), mayor que el diámetro de los tazones de la bomba.

$$D_a = D_t + 2" \quad \text{Ecuación 16}$$

Donde:

D_a : Diámetro del ademe, en ".

D_t : Diámetro exterior de los tazones o cuerpo de la bomba, en ".

3.3.5 Diámetro de los tazones de la bomba

El diámetro de los tazones (pulgadas), en términos generales; es igual a la raíz cuadrada del caudal máximo (litros por segundo), más una pulgada.

$$D_t = \sqrt{Q} + 2.54 \quad \text{Ecuación 17}$$

Donde:

D_t : Diámetro exterior de los tazones o cuerpo de la bomba, en ”.

Q : Caudal de bombeo, en gpm.

3.3.6 Diámetro de la perforación

El diámetro de la perforación corresponde al diámetro del ademe, más un espacio adicional para el filtro anular de grava, cuando se requiera.

$$D_p = D_a + 3" \quad \text{Ecuación 18}$$

Donde:

D_p : Diámetro de perforación, en ”.

D_a : Diámetro del ademe, en ”.

3.3.7 Filtro de grava

La selección del filtro de grava estará en dependencia del tipo de material de la formación acuífera, de las ranuras de las rejillas; manteniendo una velocidad adecuada para evitar la entrada de material al pozo; y así, evitar la sedimentación del mismo. Para esto, se usará datos de valores comparativos. También se puede aplicar la siguiente regla muy utilizada: La elección de la grava se realizará de manera empírica, el ingeniero mexicano Vicente Vargas (1976) sugiere lo siguiente para los buenos diseños de estos filtros: “Cualquier clase de material, por muy fino que sea, se puede controlar con un filtro constituido por grava graduada, con partículas limitadas entre $\frac{1}{4}$ y $\frac{1}{2}$ ” de diámetro”.

Para determinar la cantidad de grava necesaria para rellenar el vacío anular exterior del encamisado o ademe del pozo y el interior de la perforación, se procede de la siguiente manera:

$$V_g = \pi m (D_p - D_e)^2 \quad \text{Ecuación 19}$$

Donde:

V_g : Volumen de grava para rellenar el vacío anular, en m^3 .

m : Espesor del acuífero, en m.

D_p : Diámetro de perforación, en m.

D_e : Diámetro de encamisado, en m.

3.3.8 Selección de la rejilla

La selección de la rejilla estará en dependencia de la litología y distancia de los acuíferos encontrados en las diferentes zonas del pozo, al igual de dos reglas, la primera es la siguiente: Si el material fino descansa sobre el grueso, debe extenderse la rejilla que tiene su abertura diseñada para el material fino, dentro del material más grueso que se halle por debajo.

La segunda regla es la siguiente: Si el material grueso reposa sobre un material fino, el tamaño de la ranura del tramo de la rejilla que va instalarse en el estrato de granulometría gruesa, no debería ser mayor que el doble de la abertura que se emplea para el material fino, la selección de rejilla también estará en dependencia tipo de material de la formación acuífera, y debe mantener una velocidad máxima de entrada del flujo al pozo para evitar la entrada de material y así evitar la sedimentación del mismo. La velocidad se calcula dividiendo la descarga deseada o que se espera obtener, por el área total abierta de las ranuras de la rejilla. Esta también dependerá del tipo de material a utilizar y la diferencia de costo entre estos materiales.

3.3.9 Determinación del área abierta en las rejillas

Esta la brindará el fabricante, quien especifica el enrejillado de la tubería. En donde se calculará lo siguiente:

- Velocidad de entrada del flujo

- Caudal de entrada
- Área neta de ranura por tubos ranurada
- Porcentaje de área abierta de la rejilla

Esto se analizará en dependencia del material a utilizar para enrejillar el pozo. De las especificaciones de tubería se puede determinar la apertura de rejilla con las siguientes expresiones:

- Área neta de ranura por pie de tubo ranurado
- Caudal de entrada por pie de tubo ranurado
- Caudal de entrada por pie, a una velocidad de 0.1 pies/s

$$Q_e = 0.31A_n \quad \text{Ecuación 20}$$

Donde:

Q_e : Caudal de entrada por pie de tubo ranurado, en gpm.

A_n : Área neta de ranura por pie de tubo ranurado, en ”.

- Numero de filas de ranuras presente en la rejilla
- Ancho de ranura
- Espaciamiento entre ranuras
- Longitud interna de la ranura, para efectos prácticos, se considera una longitud mínima de ranurado de 205" (52mm) en diámetros de 6 a 12" (150 a 300 mm)
- Número de ranuras por filas por pie de tubo ranurado (teórico)

$$R_{fp} = \frac{12"}{S_I + E_R} \quad \text{Ecuación 21}$$

Donde:

R_{fp} : Número de ranuras por pie de tubo ranurado (teórico), en ranuras.

S_i : Ancho de ranura (slot), en ”.

$$A_n = R_{fp} F_r S_I L_I \quad \text{Ecuación 22}$$

Donde:

A_n : Área neta de ranura por pie de tubo ranurado, en ”.

R_{fp} : Número de ranuras por pie de tubo ranurado (teórico), en ranuras.

F_r : Numero de filas de ranuras (slot) presente en la rejilla, en filas.

S_I : Ancho de ranura (slot), en ”.

L_I : Longitud interna de la ranura, en ”.

➤ Área Superficial Interna por pie

$$ASI = 12\pi D_I \quad \text{Ecuación 23}$$

Donde:

ASI : Área superficial interna por pie, en pulgadas cuadradas.

D_I : Diámetro interno, en ”.

$$\% A_a = 100 \left(\frac{A_n}{ASI} \right) \quad \text{Ecuación 24}$$

Donde:

$\% A_a$: Porcentaje de área abierta, en %.

A_n : Área neta de ranura por pie de tubo ranurado, en ”.

ASI : Área superficial interna por pie, en pulgadas cuadradas.

3.3.10 Longitud de rejilla

Para determinar la longitud de tubería con rejilla se hará uso de la siguiente ecuación:

$$L_r = 2pd \left(\frac{Q}{4.37} \right) \quad \text{Ecuación 18}$$

Donde:

L_r : Longitud de rejilla, en m.

Q : Caudal de diseño, en m^3/h .

p : Apertura de rejilla, en %.

d : Diámetro de rejilla, en ”.

3.3.11 Sello sanitario

El sello sanitario se seleccionará en dependencia de los primeros estratos encontrados en el terreno, los cuales estarán reflejados en el perfil litológico. El sello se debe construir de concreto, con una resistencia de 3,500 psi (246.13 kg/cm^2).

3.3.12 Calculo del volumen de concreto a utilizar en el sello sanitario

Para esto, se determinará las dimensiones del cubo o los bordes de un sólido rectangular. La ecuación de volumen para el sólido rectangular es:

$$V = B \cdot h \quad \text{Ecuación 25}$$

Donde:

B : Base del sólido rectangular (largo por ancho), en m.

h : Altura del sólido rectangular, en m.

3.3.13 Determinación del material a utilizar

Calculando el volumen de concreto; y, determinando la resistencia a construir del sello sanitario, se procede a calcular la cantidad necesaria para cumplir con la resistencia de 246.13 kg/cm².

3.3.14 Determinación del equipo para la prueba de bombeo

Para realizar la prueba de bombeo, se debe realizar una selección del equipo a utilizar en dicha prueba. Esta debe vencer la Carga Dinámica y Estática del pozo, por lo que se determinará la Carga Dinámica Total en el pozo, tubería a utilizar en la columna de bombeo, y pérdidas de carga; a continuación, ecuaciones a utilizar:

$$CDT = CE + CD \quad \text{Ecuación 26}$$

Donde:

CDT: Carga Dinámica Total, en m.

CE: Carga Estática, en m.

CD: Carga Dinámica, en m.

En este caso, la Carga Estática estará definida por:

Nivel instalación de la bomba.

Nivel del terreno donde descargara la bomba.

$$CE = NI + ND \quad \text{Ecuación 27}$$

Donde:

CE: Carga Estática, en m.

NI: Nivel de Instalación, en m.

ND: Nivel de Descarga, en m.

Para la Carga Dinámica, se determinará las pérdidas de carga de la tubería por la ecuación de Hazen Williams.

$$H = 10.674L \left(\frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} D^{4.871}} \right) \quad \text{Ecuación 28}$$

Donde:

H: Pérdida de carga o de energía, en m.

L: Longitud de la tubería, en m.

Q: Caudal, en m³/s.

C: Coeficiente de rugosidad, adimensional.

D: Diámetro interno de la tubería, en m.

El coeficiente de rugosidad estará en dependencia del tipo de material para la prueba de bombeo, en este caso, se utilizará el material de hierro galvanizado para que este soporte el peso de la sarta.

Tabla 8: Coeficiente de rugosidad a utilizar

Material	C	Material	C
Hierro Galvanizado	120	Plástico (PE, PVC)	140-150

Fuente: <http://es.scribd.com/doc/57468533/Hazen-Williams>

Una vez determinada la Carga Dinámica, se calculará la potencia del equipo con la siguiente ecuación:

$$P_b = \frac{Q_b \cdot \text{CTD}}{3960E} \quad \text{Ecuación 29}$$

Donde:

P_b: Potencia de la bomba, en HP.

Q_b: Caudal de bombeo, en gpm.

CTD: Carga Total Dinámica, en pies.

E: Eficiencia de la bomba al 70%, en decimal.

El cálculo de la potencia del motor se realizará con la siguiente relación:

$$P_m = \frac{P_b}{0.9} \quad \text{Ecuación 30}$$

Donde:

P_m : Potencia del motor, en HP.

P_b : Potencia de la bomba, en HP.

3.3.15 Prueba de bombeo

La prueba de bombeo se realizará de manera escalonada, en un período de 24 horas, monitoreando los niveles de abatimiento con una sonda, a través de un tubo piezométrico. El caudal se obtendrá utilizando el método volumétrico que, consiste en llenar un recipiente en un determinado tiempo, empleando la expresión siguiente:

$$Q = \frac{V}{t} \quad \text{Ecuación 31}$$

Donde:

Q : Caudal aforado del acuífero, en m^3/s .

V : Volumen del recipiente, en m^3 .

t : Tiempo de llenado del recipiente, en s.

Obtenido el caudal del pozo, se realizará una tabla en donde se ilustre los siguientes resultados de la prueba de bombeo:

- Nivel Estático (NE)
- Nivel de instalación del equipo
- Nivel Dinámico (ND) o abatimiento del pozo
- Profundidad del pozo
- Diámetro de la tubería para la prueba de bombeo y tipo de material

- Diámetro del ademe y tipo de material
- Fecha de inicio y finalización
- Hora de inicio y finalización
- Diámetro de la perforación de pozo
- Tiempos de aforo de los caudales variables hasta que el pozo se estabilice
- Niveles de recuperación del pozo

3.3.16 Cronograma del tiempo de perforación en cada proceso

Se realizará una tabla en donde se indique cada actividad realizada por día, en esta se deberá apuntar cada movimiento que se realice en el pozo. Para esto, estará presente una tabla de guía en el punto, para tener un control del tiempo de perforación.

3.4 Diseñar y seleccionar el equipo de bombeo según demanda y rendimiento del pozo

Para realizar el diseño, se deberá tomar las coordenadas del lugar en donde se bombeará el agua del pozo, determinando:

- Altura o cota
- Longitud de la tubería de bombeo
- A qué profundidad se instalará el equipo de bombeo
- Topografía de la zona
- Altura de descarga de la tubería del pozo

3.4.1 Determinación del diámetro de la tubería de impulsión

La velocidad más recomendada para las tuberías de impulsión es de 1.5 m/s, permitiéndose velocidades máximas de 2 m/s, las cuales permiten controlar el golpe de ariete que se pueda presentar en el sistema de bombeo.

Debido a que, esta conducción puede ser bastante larga, se debe efectuar el estudio del diámetro más económico. El método más preciso consiste en utilizar

las ecuaciones de tuberías forzadas para varios diámetros, calculando las cargas requeridas. Con este método, se contabiliza al valor presente, los costos de las tuberías y accesorios y el costo de energía, seleccionando el diámetro de la opción más económica. Para estimaciones preliminares o distancias cortas, se utiliza la ecuación de Bresse. Para instalaciones que sean operadas de manera continua, se tiene:

$$D = k\sqrt{Q}, k = 0.7 \text{ a } 1.6, k_p = 1.2 \quad \text{Ecuación 32}$$

Donde:

D: Diámetro de la tubería de impulsión, en m.

k: Coeficiente de pérdida de carga en la tubería, adimensional.

Q: Caudal, en m³/s.

k_p: Coeficiente promedio de pérdida de carga en la tubería, adimensional.

Para instalaciones no operadas en forma continua se tiene:

$$D = 1.3 \left(\frac{x}{24} \right)^{1/4} \sqrt{Q} \quad \text{Ecuación 33}$$

Donde:

D: Diámetro de la tubería de impulsión, en m.

x = Número de horas de bombeo por día, en h.

3.4.2 Determinación de la Carga Dinámica Total

Para determinar este valor, se utilizará la siguiente expresión.

$$CDT = CE + CD \quad \text{Ecuación 34}$$

CDT: Carga Dinámica Total, en m.

CE: Carga Estática, en m.

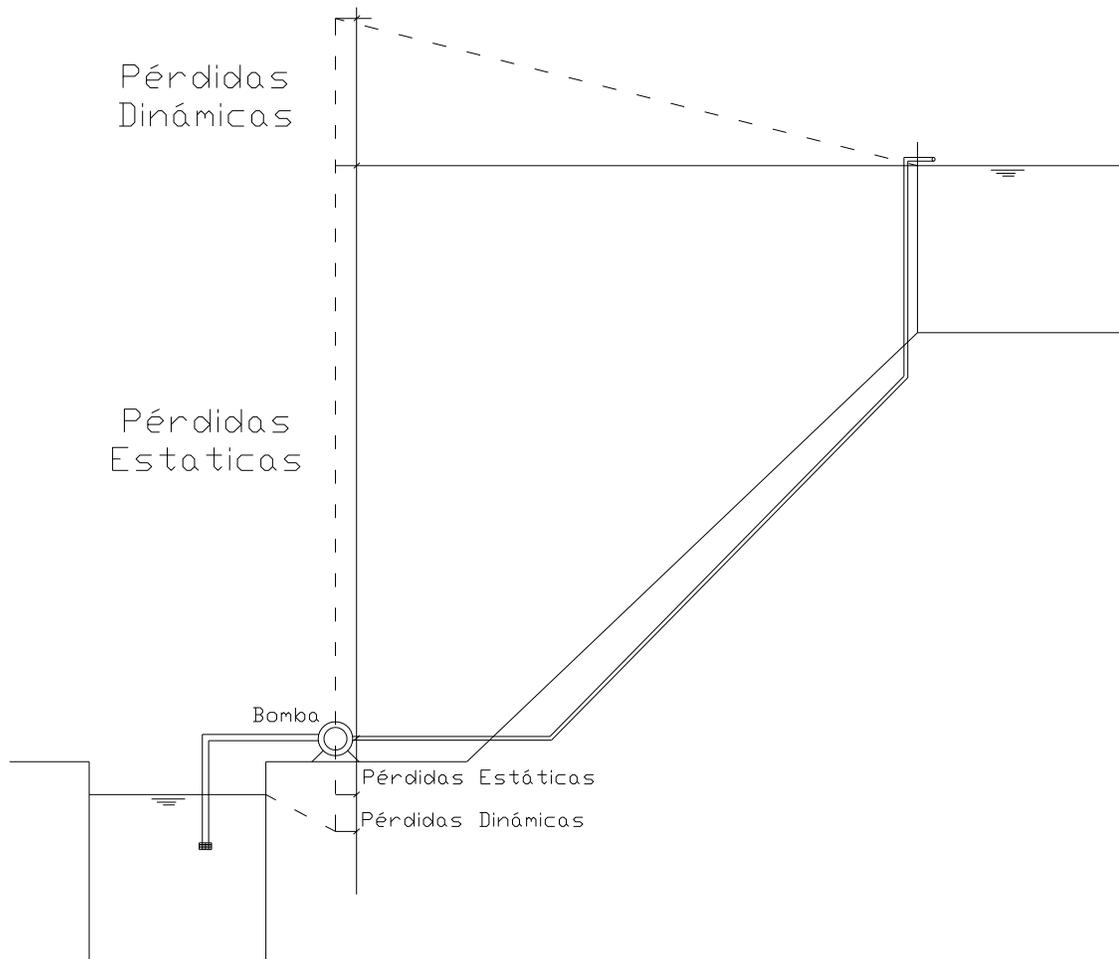
CD: Carga Dinámica, en m.

Para determinar este valor, es necesario encontrar la Carga Estática Total.

3.4.2.1 Carga Estática Total.

La Carga Estática Total (CET) es la altura total para la cual debe trabajar la bomba. Se determina mediante la topografía del lugar, sumando: Nivel Estático, abatimiento, y cota de descarga del agua del pozo.

Imagen 23: Pérdidas de carga a nivel de captación



Fuente: El agua subterránea y los pozos. Johnson SCREMS

$$CE = NE + s + AD \quad \text{Ecuación 35}$$

Donde:

CE: Carga Estática, en m.

NE: Nivel Estático, en m.

s: Abatimiento, en m.

AD: Altura de Descarga, en m.

3.4.2.2 Carga Dinámica Total

Esta se determinará mediante la ecuación de Hazen Williams para la tubería de conducción o impulsión, también se determinará las pérdidas singulares o de accesorios.

3.4.2.2.1 Pérdidas de fricción

Se definen como la altura adicional que debe ser suministrada para vencer las pérdidas por fricción en las tuberías de impulsión. Pueden ser calculadas mediante la ecuación de Hazen Williams.

$$H = 10.674L \left(\frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} D^{4.871}} \right) \quad \text{Ecuación 30}$$

Donde:

H: Pérdida de carga o de energía, en m.

L: Longitud de la tubería, en m.

Q: Caudal, en m³/s.

C: Coeficiente de rugosidad, adimensional.

D: Diámetro interno de la tubería, en m.

Hablando del tipo de material, los más materiales más comunes encontrados son, el hierro galvanizado y el PVC.

Tabla 9: Coeficiente de rugosidad a utilizar

Material	C	Material	C
Hierro Galvanizado	120	Plástico (PE, PVC)	140-150

Fuente: <http://es.scribd.com/doc/57468533/Hazen-Williams>

3.4.2.2.2 Pérdidas singulares

Se definen como la altura de agua adicional requerida para vencer las pérdidas debidas a los accesorios, estas pérdidas singulares son originadas en las entradas y salidas de las tuberías, codos, válvulas, cambios de diámetro, etc. Normalmente son pequeñas comparadas con las pérdidas por fricción. Estas pueden ser calculadas por la siguiente expresión:

$$H_f = k \cdot \frac{v^2}{2g}, g = 9.81 \text{ m/s}^2 \quad \text{Ecuación 36}$$

Donde:

H_f : Pérdidas singulares, en m o pies.

k : Valor de accesorios, adimensional.

v : Velocidad del flujo en el sistema, en m/s o pies/ s.

g : Aceleración de la gravedad, en m/s^2 o pies/s^2 .

Para determinar la velocidad en el sistema, se utilizará la siguiente expresión:

$$v = \frac{Q}{A} \quad \text{Ecuación 37}$$

Donde:

Q : Caudal, en m^3/h o gpm .

v : Velocidad del flujo en el sistema, en m/s.

A : Área de la tubería de impulsión, en m^2 .

Con la cantidad de accesorios a instalar en el pozo y la tabla de valores rápidos, se tiene una tabla con las cantidades y valores aproximados de k:

Tabla 10: Valores de los accesorios usuales en una tubería de bombeo

VALORES DEL COEFICIENTE K EN PÉRDIDAS SINGULARES		
Accidente	K	L/D
Válvula esférica (totalmente abierta)	10	350
Válvula en ángulo recto (totalmente abierta)	5	175
Válvula de seguridad (totalmente abierta)	2,5	-
Válvula de retención (totalmente abierta)	2	135
Válvula de compuerta (totalmente abierta)	0,2	13
Válvula de compuerta (abierta 3/4)	1,15	35
Válvula de compuerta (abierta 1/2)	5,6	160
Válvula de compuerta (abierta 1/4)	24	900
Válvula de mariposa (totalmente abierta)	-	40
T por salida lateral	1,80	67
Codo a 90° de radio corto (con bridas)	0,90	32
Codo a 90° de radio normal (con bridas)	0,75	27
Codo a 90° de radio grande (con bridas)	0,60	20
Codo a 45° de radio corto (con bridas)	0,45	-
Codo a 45° de radio normal (con bridas)	0,40	-
Codo a 45° de radio grande (con bridas)	0,35	-

Fuente: <http://www.miliarium.com/Prontuario/MedioAmbiente/Aguas/PerdidaCarga.asp>

3.4.3 Determinación del equipo de bombeo

Este equipo de bombeo se calculará, extendiendo la Carga Total Dinámica hasta el punto en donde se almacenará el agua del pozo, que ha de ser bombeada.

3.4.4 Potencia del equipo de bombeo

El cálculo de la potencia de los equipos de bombeo se realizará con la siguiente expresión:

$$P_b = \frac{Q_b \cdot CTD}{3960E} \quad \text{Ecuación 38}$$

Donde:

P_b : Potencia de la bomba, en HP.

Q_b : Caudal de bombeo, en gpm.

CTD: Carga Total Dinámica, en pies.

E: Eficiencia de la bomba al 70%, en decimal.

3.4.4.1 Potencia del motor

El cálculo de la potencia del motor se realizará con la siguiente relación.

$$P_m = \frac{P_b}{0.9} \quad \text{Ecuación 39}$$

Donde:

P_m : Potencia del motor, en HP.

P_b : Potencia de la bomba, en HP.

3.4.5 Diseño de la estación de bombeo

El diseño hidráulico del bombeo debe tener siempre en cuenta el esquema de bombeo utilizado, el tipo de succión, la presión de descarga, y el caudal de diseño. Por lo general, se debe tener en cuenta los siguientes términos:

- Tubería de impulsión
- Equipo de bombeo

- Válvulas de regulación y control
- Equipo para cloración
- Grupo generador de energía y fuerza motriz
- Interruptores de máximo y mínimo nivel
- Tablero de protección y control eléctrico
- Caseta de bombeo

Esto se determinará hasta que se tenga los resultados hidráulicos del diseño del pozo, se realizará cálculos y comparaciones de tablas, entre otros métodos. En el diseño de toda estación de bombeo, se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones básicas:

- Edificio
- Localización
- Capacidad y características de las estaciones
- Estaciones de pozos húmedos
- Estaciones de bombeo de pozos profundos
- Equipos de bombeo
- Tuberías y válvulas en succión y descarga de bombas
- Succión
- Descarga
- Equipo eléctrico
- Motores y energía

3.4.6 Demanda de la población

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, debiendo considerar dentro de esas diferencias los factores culturales, económicos y sociales. Para hacer el estudio de la proyección de la población, se obtendrá los datos sobre la población actual y pasada a través de los censos realizados por el Instituto Nicaragüense de Estadísticas y Censos (INIDE).

3.4.6.1 Cálculo de población

Para el cálculo de las poblaciones futuras se usará el método geométrico, el cual está expresado por la ecuación siguiente:

$$P_n = P_0(1 + r)^n \quad \text{Ecuación 40}$$

Donde:

P_n = Población proyectada, en hab.

P_0 = Población al inicio del período de diseño, en hab.

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

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

3.4.6.2 Dotación

La dotación de agua, expresada como la cantidad de agua por persona por día, está en dependencia de:

- Nivel de servicio adoptado
- Factores geográficos

- Factores culturales
- Uso del agua.

Tabla 11: Dotación a utilizar, en dependencia de la población futura proyectada en la ecuación del método geométrico

DOTACIONES DE AGUA		
Rango de población	Dotación	
	gl/hab/día	lt/hab/día
0 - 5.000	20	75
5.000 - 10.000	25	95
10.000 - 15.000	30	113
15.000 - 20.000	35	132
20.000 - 30.000	40	151
30.000 - 50.000	45	170
50.000 - 100.000 y más	50	189

Fuente: Norma NTON 09–003 INAA

3.4.6.2.1 Nivel de servicio y dotación de agua

Se denomina nivel de servicio, a la forma final de aprovisionamiento de agua. Se pretende brindar el servicio de conexiones domiciliarias de patio, de acuerdo con la norma NTON 09003-99, entonces, se le asignará una dotación de 60 lppd, durante todo el período de diseño.

3.4.6.2.2 Tipos de consumo considerado

Consumo doméstico: Establecido el nivel de servicio domiciliar, implica un abastecimiento de agua de mayor nivel de consumo; según normas de INAA, se determinará una dotación de 60 lppd.

Consumo institucional: Considerando la existencia de centros públicos como: Centro escolar y capillas, según las normas de INAA, a centros institucionales le corresponde el 7% del CPD.

3.4.6.3 Variaciones de consumo

Las variaciones de consumo estarán expresadas como factores de la demanda promedio diaria, y sirven de base para el dimensionamiento de la capacidad de: Obras de captación, línea de conducción y red de distribución, etc. También definen el caudal de diseño, estos valores son los siguientes:

Consumo Promedio Diario (CPD): Es el consumo promedio de los consumos diarios, durante un año de registro, y se obtiene con la ecuación:

$$CPD = CD + CP \quad \text{Ecuación 41}$$

Donde:

CPD: Consumo Promedio Diario, en gpm.

CD: Consumo Diario, en gpm.

CP: Consumo Promedio, en gpm.

Consumo Promedio Diario Total (CPDT): Es el resultado de sumar el Consumo Promedio Diario, más las pérdidas.

$$CPDT = CPD + H_f \quad \text{Ecuación 42}$$

Donde:

CPDT: Consumo Promedio Diario Total, en gpm.

CPD: Consumo Promedio Diario, en gpm.

H_f : Pérdidas, en m.

Consumo Máximo Diario (CMD): Se estima utilizando el factor de variación diaria de 1.5 con respecto al CPD, según lo establecido por el INAA.

$$CMD = 1.5CPD + H_f \quad \text{Ecuación 43}$$

Donde:

CMD: Consumo Máximo Diario, en gpm.

CPD: Consumo Promedio Diario, en gpm.

H_f: Pérdidas, en m.

Consumo Máximo Horario (CMH): Se estima utilizando el factor de variación horaria de 2.5 con respecto al CPD, según lo establecido por el INAA.

$$CMH = 2.5CPD + H_f \quad \text{Ecuación 44}$$

Donde:

CMH: Consumo Máximo Horario, en gpm.

CPD: Consumo Promedio Diario, en gpm.

H_f: Pérdidas, en m.

Pérdidas (H_f): Constituyen la parte del agua que se pierde en cada uno de los componentes del sistema, se ha considerado como un 20 % del consumo promedio diario.

$$H_f = 0.2CPD \quad \text{Ecuación 45}$$

Donde:

H_f: Pérdidas, en m.

CPD: Consumo Promedio Diario, en gpm.

3.4.7 Presiones máximas y mínimas

Para brindar presiones adecuadas en el funcionamiento del sistema, se recomienda que estas estén dentro de los rangos permisibles, en los valores siguientes:

Presión mínima: 5 metros.

Presión máxima: 70 metros.

3.4.8 Coeficiente de rugosidad (C)

La tubería considerada es de PVC, con un coeficiente de rugosidad de 150, de clase SDR-26. La tubería para la sarta será de hierro galvanizado, y su rugosidad de 120.

3.4.9 Velocidades permisibles en tuberías

Se recomienda dos valores en las velocidades del flujo de los conductos, en un rango promedio, para evitar erosión interna o sedimentación en las tuberías. Estos valores permisibles son:

Velocidad mínima: 0.4 m/s.

Velocidad máxima: 2 m/s.

3.4.10 Cobertura y localización de tubería

Para sitios que corresponden a cruces de carreteras y caminos con mayor afluencia de tráfico, se recomienda mantener una cobertura mínima de 1.20 m sobre las coronas del tubo, y en caminos de poco tráfico vehicular, una cobertura de 1 metro sobre la corona del tubo.

3.4.11 Línea de conducción

La línea se diseñará con la condición del Consumo Máximo Diario, al final del período de diseño.

3.4.12 Red de distribución

La red se diseñará con la condición del Consumo Máxima Horario, a finales del período de diseño.

3.4.13 Concentración de caudales

La distribución de caudales se hará por cada nodo de la red, tomando en cuenta las viviendas.

$$q_u = \frac{CMH}{n} \quad \text{Ecuación 46}$$

$$Q_u = q_u n \quad \text{Ecuación 47}$$

Donde:

q_u = Caudal de salida para el nodo, en gpm.

CMH: Caudal Máximo Horario, en gpm.

n : Número de viviendas, en viviendas.

Q_u = Caudal concentrado, en gpm.

3.4.14 Análisis hidráulico de la línea de conducción y red de distribución

El análisis hidráulico se realizará mediante el programa Epanet 2.0, basado en la fórmula de Hazen Williams, para determinar las pérdidas de carga, velocidades, y presiones residuales.

3.4.15 Tanque de almacenamiento

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

- Suplir las demandas máximas horarias esperadas en la línea de distribución.
- Almacenar un volumen determinado de reserva por eventualidades.
- Regular presiones en la red de distribución.

- Volumen para compensar las variaciones horarias (se adicionará un 15 % del CPDT).
- Volumen de reserva (para atender casos de emergencia, se adicionará un 25 % del CPDT).
- Volumen de almacenamiento (será un total del 35 % del CPDT).

CAPÍTULO IV: CÁLCULOS Y RESULTADOS

Para lograr caracterizar la zona de estudio, se realizó una serie de procedimientos, tanto investigativos, como datos de campo que, se describe a continuación:

4.1 Precipitación

El régimen pluviométrico del área de estudio presenta una variación estacional con dos períodos bien marcados:

La temporada de lluvias, comprendida entre los meses de mayo y octubre, concentra más del 90 % de las lluvias ocurridas en el año, lo que equivale a 1585 mm.

La temporada seca, comprendida entre los meses de noviembre y abril, registra el 10 % de las lluvias anuales.

4.2 Condiciones extremas

4.2.1 Años secos

Los años secos se definen como el exceso de demanda de agua, con relación a la cantidad disponible después de la evaporación, en un área específica. En este caso, se definieron con los valores inferiores al módulo de precipitación en la estación pluviométrica Las Mercedes, en el departamento de Carazo. Serie tomada desde el año 1985, hasta el año 2015.

4.2.2 Años húmedos

Las avenidas son el exceso de agua de escorrentía de lluvias y drenaje en los cursos de agua de una cuenca. En los registros de precipitación de la estación, se ha detectado años húmedos, a partir del año 2005.

Tabla 12: Variación de precipitaciones a lo largo del año

PROMEDIO	PRECIPITACION (mm)												
	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Annual
Mínima	8	0	0	0	0	25	139	125	27	65	16	32	1,397
Media	94	49	25	32	145	273	304	266	225	212	140	105	1,869
Máxima	325	175	142	142	385	502	575	576	398	544	366	229	2,594

Fuente: INETER

4.2.3 Escurrimiento estimado

El método utilizado para estimar la evaporación, infiltración y humedad, es a través del balance hídrico, empleando los datos meteorológicos de la estación Santa Teresa y las características fisiográficas de la zona del proyecto en donde estará ubicado el pozo. Primero se estimó la evapotranspiración potencial, en base al método Thornthwaite, considerando las temperaturas medias mensuales.

Tabla 13: Evaporación calculada, infiltración y humedad

Meses del Año	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	ANUAL
T (°C)	28.30	28.60	29.20	30.10	30.10	29.50	29.50	29.70	29.40	29.50	29.00	28.40	25.10
I	13.80	14.02	14.47	15.15	15.15	14.69	14.69	14.84	14.62	14.69	14.32	13.87	174.29
a	4.85	4.85	4.85	4.85	4.85	4.85	4.85	4.85	4.85	4.85	4.85	4.85	
Ka	1.08	1.06	1.08	1.07	1.02	1.02	0.98	0.99	1.00	0.91	1.03	1.03	
ETP (mm)	83.25	89.15	86.25	79.23	75.53	79.41	76.30	75.79	78.52	70.85	83.68	88.15	1,334.00
Precipitación	145.20	273.10	304.20	265.60	224.50	211.90	139.60	105.30	83.90	48.80	25.30	31.80	976.11
Diferencia	51.95	183.95	217.95	186.37	148.97	132.49	63.30	29.51	15.38	-22.05	-58.38	-56.35	
Infiltración	130.68	245.79	273.78	239.04	202.05	190.71	125.64	94.77	84.51	43.92	22.77	28.62	
Escurrimiento	25.98	91.98	108.97	93.19	74.49	66.24	31.65	14.75	7.69	0.00	0.00	0.00	
Humedad %	83.30	79.90	75.00	71.30	77.10	86.30	88.00	87.60	87.10	87.40	85.70	85.50	

Fuente: Propia

Luego se estimó el escurrimiento, el cual se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre, y que llega a una

corriente, para finalmente, ser drenada hasta la salida de la cuenca, Para medir esas aportaciones en la salida de la cuenca o sitio de interés, es ideal disponer de una estación medidora de caudales; sin embargo, cuando no se dispone de un registro continuo, se hace necesario recurrir a métodos indirectos que, simulan el escurrimiento en la cuenca a partir de datos climatológicos y características fisiográficas de la misma.

Para determinar este escurrimiento, el método a utilizar es el balance hídrico, el cual puede ser usado para estimar la evapotranspiración ET, cuando puede medirse los valores de la precipitación P (flujo afluente), el flujo de escorrentía Q, la infiltración profunda QSS del área vertiente (flujo efluente), así como la variación en el almacenamiento ΔS . La ecuación que define el balance es la siguiente:

$$ET = P - Q - QSS + \Delta S \quad \text{Ecuación 48}$$

Donde:

ET: Evapotranspiración, en mm/mes.

P: Precipitación, en mm/mes.

Q: Flujo de escorrentía, en mm/mes.

QSS: Infiltración profunda, en mm/mes.

ΔS : Variación de almacenamiento, en mm/mes

En el balance hídrico, se utilizan los siguientes criterios:

$$ETP = 16ka \left(\frac{10T}{I} \right)^a \quad \text{Ecuación 49}$$

$$I = \sum_1^{12} i \quad \text{Ecuación 50}$$

$$i = \left(\frac{T}{5} \right)^{1.514} \quad \text{Ecuación 51}$$

$$a = I^3(675 \times 10^{-9}) - I^2(771 \times 10^{-7}) + I(1,792 \times 10^{-5}) + 0.492$$

Ecuación 52

Donde:

EPT: Evapotranspiración potencial, en mm/mes.

ka: Factor de corrección de latitud, adimensional.

a: Función del índice de calor, adimensional.

T: Temperatura media del período, en °C.

I: Índice de calor que, es la suma de 12 índices mensuales, adimensional

i: Índice mensual, adimensional.

4.2.4 Parámetros del balance hídrico

Almacenamiento de agua: El almacenamiento muestra la cantidad de agua almacenada en la sección del suelo, aprovechado por las raíces de las plantas que cubren a éste, al final del mes que se estudia. Como se sabe, la capacidad que el suelo tiene de almacenar agua, varía mucho según su estructura, porosidad, profundidad, inclinación, etc. Así, se ha decidido suponer como hipótesis de trabajo que, existe una capacidad de 100 mm de agua útil que, corresponde a un valor medio. Por consiguiente, las tablas del balance hídrico, y las sucesivas deducciones, han sido establecidas de acuerdo con esta hipótesis. A continuación, se define algunos parámetros importantes:

Variación de almacenamiento: Representa la evolución del almacenamiento de agua desde un mínimo de 0 mm, lo que significa que no hay agua disponible para las plantas, hasta un máximo de 100 mm. Esta variación es consecuencia del balance mensual entre las precipitaciones y la evapotranspiración real.

Evapotranspiración real (ETR): Es la cantidad, en milímetros, de agua evaporada y transpirada, por unidad de superficie de un suelo, en base a la disponibilidad

hídrica proporcionada por las precipitaciones y las reservas del suelo. En este caso, se contabiliza toda el agua que ha pasado a la atmósfera, pudiendo ocurrir que, la superficie evaporante haya sido bastante superior a la del suelo, principalmente, por efecto de la vegetación.

Deficiencia de agua (DA): Expresa la diferencia entre la ETP y la P, cuando la primera es mayor que la segunda, entonces el almacenaje en el suelo es cero.

Exceso de agua (EA): Se presenta cuando la lluvia es mayor que la evapotranspiración potencial y el suelo se encuentra saturado.

4.2.5 Resultados obtenidos en el balance hídrico

A lo largo del año, las precipitaciones superaron a la evapotranspiración potencial (a excepción de los meses de marzo y abril), manteniéndose saturada la capacidad de retención de los suelos. En los meses de marzo y abril, los valores de las precipitaciones fueron mínimos, lo que obligó a que se utilizara la reserva de agua en el suelo para dar respuesta a la ETP. Durante el año, no se presenta déficit de humedad, dado el régimen pluviométrico prevaleciente en la zona. Mediante el balance hídrico, se determina también que, el flujo subterráneo de recarga equivale a una lámina de 76 mm/año.

4.2.6 Condiciones hidrogeológicas del área de estudio

4.2.6.1 Geología

En general, el área de estudio presenta mayormente materiales rocosos volcánicos, compuestos principalmente de andesitas, basaltos, tobas, aglomerados y brechas de flujo lávico. Se tiene zonas con presencia de rocas ignimbríticas. Estos son materiales rocosos pre-existentes, debido a la ocurrencia de alteración hidrotermal en las cabeceras de los cerros, lo que ha incrementado los espesores de los materiales arcillosos residuales; y, conjuntamente, con la acción meteórica, ha dado origen a la formación de saprolitas. Los depósitos cuaternarios aluviales tienen una gran distribución y cubren el fondo de los cauces de las numerosas quebradas con claro drenaje rectangular. El marco estructural

está dado, fundamentalmente, por la presencia de fallas, fracturas y alineamientos que atraviesan el área de estudio, y que constituyen los conductos potenciales de recarga y circulación del agua subterránea.

4.2.6.2 Aguas subterráneas

El agua subterránea está presente en toda el área de estudio, estando condicionada y evidenciada por lo siguiente:

La presencia de abundantes lluvias que ocasionan la recarga de agua. La presencia de extensos estratos de rocas volcánicas figuradas que, facilita la infiltración y el almacenamiento del agua. La ausencia de usuarios que aprovechen el agua para otros fines.

Para reconocer las principales características físicas del medio volcánico fracturado y el comportamiento hidrogeológico de la napa freática que se extiende en la zona de influencia del proyecto, se ha de realizar un reconocimiento hidrogeológico preliminar y una evaluación expeditiva sobre las aguas subterráneas presentes en el medio acuífero.

El comportamiento hidrogeológico del sistema acuífero del área de estudio, se obtendrá posteriormente, sobre la base de las características del medio físico y la dinámica del agua subterránea, reconocidas a través del análisis e interpretación de los datos existentes y de las investigaciones que se vienen realizando.

Momentáneamente, se plantea un modelo único de acuífero volcánico con napa libre y confinado, pero pobre, que aprovecha, principalmente, las grandes estructuras geológicas como las fallas y estructuras mineralizadas para la percolación de los aportes hídricos, generados por la precipitación, y cuyas áreas de recarga se ubican, principalmente, en las zonas altas.

4.2.6.3 Características litológicas y estructurales

La hidrogeología en el área de proyecto está controlada, principalmente, por las estructuras de fractura y por la disposición errática de los tipos litológicos. Las

discontinuidades menores y superficiales fueron originadas por enfriamiento de las rocas volcánicas, y las estructuras mayores, por posteriores eventos tectónicos que ocurrieron en toda la región. Los materiales de cobertura son depósitos cuaternarios, los cuales están constituidos por suelos que van de arcillosos a limosos hasta gravas arcillosas que, se encuentran recubriendo como regolito a las saprolitas y las rocas que componen el sistema acuífero. En estos depósitos, la predominancia de unos u otros componentes, condiciona la existencia de sectores más o menos permeables e impermeables que, permiten o no, la recarga o descarga del acuífero.

El macizo rocoso volcánico presenta diversos grados de fracturación, lo cual favorece la infiltración del agua hacia la zona acuífera. La estructura geológica del acuífero queda enmarcada por los pseudoestratos de las formaciones geológicas, a los que acompañan estructuras mineralizadas y fallas de diverso orden. Los afloramientos de los estratos rocosos volcánicos correspondientes a las unidades hidrogeológicas de derrames de lavas, presentan permeabilidad y porosidad secundaria, y actúan como acuíferos que van de pobres a regulares, mientras que el conjunto errático de lavas y piroclásticos de posición intermedia es poco permeable, y actúa también como acuífero.

Los volcánicos profundos se consideran esencialmente acuífugos en toda su masa, salvo en las fallas y estructuras mineralizadas, en donde son esencialmente acuíferos pobres. En consecuencia, en el área del proyecto existen 2 tipos de acuíferos en donde la geología de superficie y del subsuelo son diferentes. Estos son:

Acuífero fisurado: Está conformado por el propio macizo rocoso volcánico que, alberga a un acuífero que va de poco profundo a profundo, es del tipo fracturado, en algunos casos confinado, y es el de mayor importancia para el proyecto debido a su extensión. Es el que ocasiona la presencia de agua subterránea que aflora por el túnel Jabalí.

Acuífero detrítico: Está conformado por delgados depósitos cuaternarios aluviales que, generalmente, se ubican en el fondo de quebradas y alberga a un acuífero somero, constituido por materiales granulares de poca o regular permeabilidad, es del tipo granular, libre; y, debido a su poca extensión, no es de importancia para el proyecto.

4.2.6.4 El sistema acuífero

De acuerdo a las investigaciones realizadas hasta el momento, las rocas volcánicas presentes en la mina constituyen un acuífero volcánico fracturado, conformado por derrames de lavas y depósitos piroclásticos que, se encuentra condicionado, principalmente, por factores como estructura de las rocas, la acción tectónica posterior y el emplazamiento de las estructuras mineralizadas.

La estructura general de las formaciones volcánicas consiste en un apilamiento de materiales rocosos que, pueden ser acuíferos, almacenes y conductores de agua en fallas, vetas-falla, estructuras mineralizadas, zonas de fractura específicas; es decir, se trata de un macizo rocoso con porosidad y permeabilidad secundaria.

En general, en la zona de estudio, el acuífero está dentro de un medio discreto fracturado, constituido de materiales que, presentan alta heterogeneidad y anisotropía, con un sistema de recarga alimentado por agua de precipitación pluvial y por la escorrentía superficial de las pequeñas quebradas que, se canalizan preferentemente por los escasos materiales más permeables ubicados en superficie.

Las fallas, zonas fracturadas y estructuras mineralizadas, presentan propiedades hidrogeológicas muy distintas del resto, lo que se puede considerar como acuíferos diferentes, con cierto grado de conexión en sus bordes.

El flujo de agua en superficie es mayor por los cauces de la red fluvial y más variado que en profundidad. La alta capacidad de transmisión del agua en las discontinuidades de estos materiales volcánicos fracturados provoca la existencia

de manantiales de escaso a moderado caudal, originados a partir de niveles saturados, ubicados en las cotas más altas.

El sistema acuífero constituye una unidad hidrogeológica, con disposición compleja de unidades de naturaleza lávica y piroclásticas que, se extiende de forma errática en unidades pseudo-estratificadas por varios kilómetros lineales en esta parte de la región.

Este sistema se puede considerar como un acuífero volcánico fisurado, libre confinado, caracterizado por presentar unidades hidrogeológicas menores en derrames de lava andesítica y piroclásticos interdigitados, hasta brechas de flujo volcánico, de baja a moderada permeabilidad por fractura. El sistema acuífero volcánico en la región, se caracteriza por presentarse a manera de pseudo estratos que van de subhorizontales a inclinados, de escasos kilómetros de longitud.

Sus cotas en el área con respecto al proyecto oscilan entre los 500 y 600 msnm en las altas cumbres de las diversas microcuencas de menor orden presentes en la región.

4.2.6.5 Hidrodinámica subterránea

En general, los acuíferos volcánicos presentes en el área de estudio no responden a las características típicas de los acuíferos fracturados, dado que, en este modelo, las aguas circulan, preferentemente, por las grandes estructuras geológicas y fracturas mayores, siendo la masa rocosa prácticamente impermeable.

En los afloramientos del macizo volcánico, se observa en superficie, fracturas abiertas, pero a mayores profundidades el macizo tiene mejor calidad y la fracturación es menor y más cerrada, por tanto, el flujo de agua se presenta sólo en las estructuras mayores. En este contexto, la determinación de los parámetros hidráulicos en el sistema acuífero se realizará a través de pruebas hidráulicas como:

Ensayos Lugeon o de permeabilidad in situ, así como ensayos Air Lift o de aire comprimido. Los métodos de interpretación de estas pruebas son los clásicos de Theis y Jacob para acuíferos no confinados, y el método de Gringarten y Witherspoon para acuíferos fracturados con condiciones de fractura vertical. El rango de valores de transmisividad (T) se considera variable y se estimará a partir del análisis de las pruebas hidráulicas Air Lift. La transmisividad está relacionada, no con el espesor de los acuíferos ensayados, sino con las características litológicas y estructurales de la zona atravesada en evaluación. Los valores estimados estarían entre 10 y 90 m²/día.

4.2.6.6 Recarga y descarga del acuífero

La recarga se encuentra asociada a la infiltración de las aguas provenientes de las precipitaciones pluviales que, han sido identificadas a partir de las condiciones hidro-meteorológicas de la zona. La recarga cae sobre los depósitos cuaternarios de poca permeabilidad y se infiltra lentamente por los afloramientos volcánicos, y alcanza las formaciones inferiores recorriendo moderadas distancias, alimentando, de esta manera, a la napa freática que va de poco profunda a profunda.

En los escasos afloramientos, el macizo rocoso está fuertemente fracturado, superficialmente; y, este hecho favorece la infiltración. La recarga principal del sistema acuífero tiene lugar en los afloramientos de la zona de altas cumbres, particularmente, en las laderas de los cerros y sus alrededores que, conforman los márgenes de las microcuencas, de escasos kilómetros de longitud y varias decenas a centenas de metros de ancho. Con respecto a la descarga del acuífero volcánico fracturado, en la actualidad existen niveles que, drenan por el túnel 500 aproximadamente 60 L/s de agua. Pero, en toda la zona existen diversos manantiales de escaso a moderado caudal.

Durante el proceso de caracterización de la zona hidrogeológica, se debe realizar varias visitas al sitio de estudio para verificar los pozos; en este caso, solamente

algunos lugares podrán ser visitados debido a los altos costos de transporte y permisos denegados, a continuación, datos a conocer de los pozos:

4.3 Parámetros preliminares

La perforación de los pozos tubulares puede ejecutarse por percusión o rotación. La selección del método dependerá de ciertos factores, tales como el diámetro y profundidad del pozo, además de los estratos geológicos a atravesar.

Debido a que las aguas subterráneas provienen del acuífero volcánico fracturado, es muy probable que la calidad sea buena y que no requerirá tratamiento alguno para ser usada como agua potable (sedimentación, filtrado, desinfección con cloro), porque, normalmente, son física, química y microbiológicamente apropiadas.

El pozo estará ubicado en la comunidad de San Pedro de los Molinas, tendrá una profundidad aproximada de 190 m. El agua de esta perforación seleccionada se conectará a una nueva red de conducción de agua extraída del pozo mencionado, por medio de tuberías de polietileno de 6" y 335 m de longitud, y una bomba sumergible a un caudal estimado de 17 L/s desde la salida del pozo (522 msnm) hasta el tanque de almacenamiento que, abastecerá al sistema de agua potable que, es objeto de estudio de este trabajo.

Tabla 14: Datos del pozo

POZO A PERFORAR	COORDENADAS UTM WGS84		ELEVACIÓN M.S.N.M	UBICACIÓN	PROFUNDIDAD ESTIMADA (M)	CAUDAL POTENCIAL (L/S)	VOLUMEN ANUAL DISPONIBLE (M³)
	ESTE	NORTE					
1	573,906	1.313,869	519	SAN PEDRO	280	17	536,112.00
TANQUE EXISTENTE	COORDENADAS UTM WGS84		ELEVACIÓN M.S.N.M	UBICACIÓN	VOLUMEN (M³)		
	ESTE	NORTE					
1	574,259	1'314,231	525	SAN PEDRO	25		

Fuente: Elaboración propia

4.3.1 Población y composición familiar

En el año 2016, la población de la comunidad San Pedro ascendía a 972 personas, quienes habitaban en 195 viviendas, con un índice de hacinamiento promedio de 5 personas por vivienda, de acuerdo a la encuesta socioeconómica realizada. La proporción entre hombres y mujeres, representa el 51.58 % y 48.42 %, respectivamente. En el 55 % de los hogares, el hombre es el jefe del hogar.

Tabla 15 Datos poblacionales

Comunidad	No. de viviendas	No. de familias	Población (hab)				
			Hombres	%	Mujeres	%	Total
San Pedro	195	195	502	51.58	470	48.42	972

Fuente: Propia

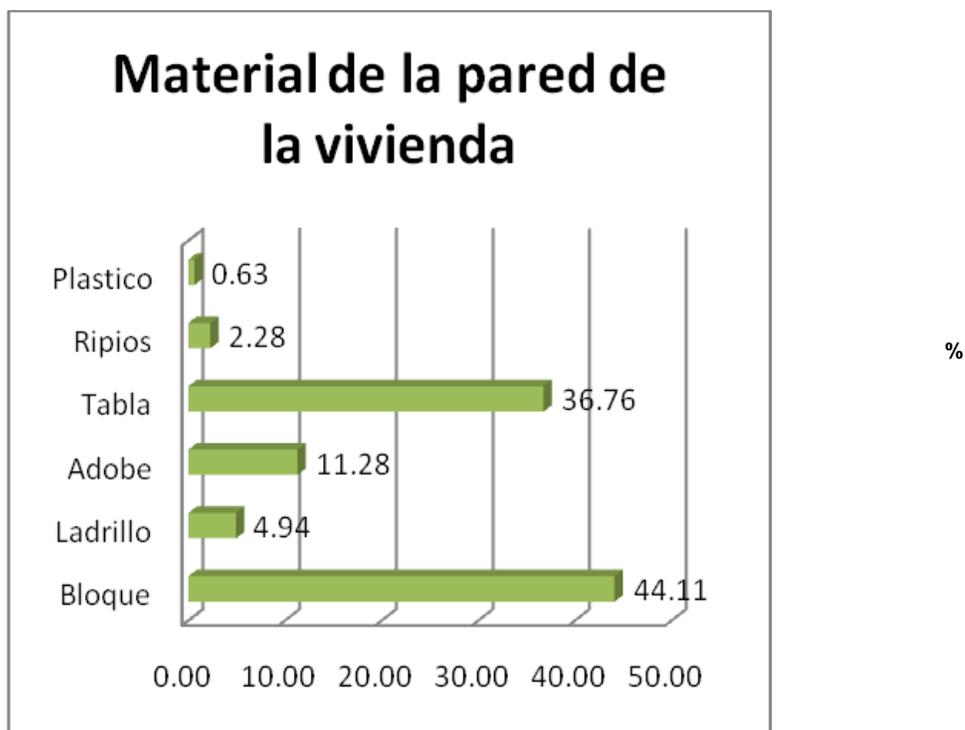
La proporción de la población se distribuye de la siguiente manera: Niños que son menores de 5 años son el 7.69 %; el 14.48 %, de las edades de 5 a 13 años; el 27.15 %, de los jóvenes de 13 años a 22 años; el 44.8 % se encuentra en un rango de 22 años a 60 años; los adultos mayores 5.68 %, de las edades de 60 a 90 años.

4.3.2 Situación y características de la vivienda

En el 60 % de los hogares, la propiedad de la vivienda está a nombre de los varones. Las viviendas se construyen en su mayoría para ser habitadas por los propietarios (87 %). Una pequeña proporción se alquila (9 %) o se presta (4 %).

Las viviendas se caracterizan por tener paredes de bloque (45 %), madera (36 %), adobe (11 %), ladrillo (5 %), ripios y plásticos (3 %). Los techos son, en su mayoría, de zinc (95 %), palma (3 %) y otros materiales (2 %). El piso es embaldosado en el 48 % de las viviendas; de tierra en el 29 %; de ladrillos en el 10 %; de madera en el 8 %; y de otros materiales en el 5 % de los casos.

Gráfico 1: Materiales de construcción empleados



Fuente: Propia

4.3.3 Servicios y necesidades básicas de la comunidad

La encuesta indagó sobre la disponibilidad de facilidades y servicios básicos en las viviendas, obteniéndose los siguientes resultados: Abastecimiento de agua es reportado en el 39 %; el 77 % de las viviendas dispone de energía eléctrica; en el 10 %, el baño se encuentra dentro de la vivienda; y, en solamente el 6 % tienen inodoro con conexión a un sumidero.

4.3.4 Población económicamente activa y niveles de ingreso familiar

Se indagó sobre la ocupación de la población económicamente activa, encontrándose que, en el 50 % de los hogares, solamente trabaja una persona; en el 35 % de los hogares, dos tienen empleo; finalmente, en el 15 % de los hogares, laboran 3 o más personas.

Relativo a los ingresos; en el 70% de los hogares, el ingreso familiar es menor de 3,000 C\$; en el 24%, el ingreso varía entre 3,001 y 5,000 C\$; y, en el 6%, el ingreso es mayor a 5,000 C\$.

Las actividades económicas a las que se dedica la población empleada incluyen: Agricultura (13 %); ganadería (9 %); comercio (16 %); jornalero (9 %); pulpería (6 %); otro (47 %). Las actividades en la agricultura, se refieren al cultivo de: Frijoles (40 %); maíz (38 %); hortalizas (4 %); café y arroz (2 % cada uno); otros 14 %.

4.3.5 Necesidades básicas insatisfechas

De las 195 viviendas existentes, el 100 % asegura que, el acueducto administrado por un Comité de Agua Potable y Saneamiento (CAPS) y el servicio, es racionado a menos de 5 horas por día, teniendo la población que, recurrir a otras fuentes alternas, desconociendo su calidad.

La encuesta arrojó sobre el consumo de agua en las viviendas, encontrándose que; en general, la población consume poca agua, debido, fundamentalmente, a la carencia de sistemas de abastecimientos seguros. En el 63 % de los hogares, se consume menos de 5 bidones de agua por día. Si se tomara en cuenta el índice de hacinamiento promedio de 5 personas por vivienda, representaría una dotación promedio de 20.5 litros por persona por día (lppd). En el 22 % de las viviendas, se consume de 6 a 10 bidones de agua (entre 25 y 42 lppd). De 11 a 20 bidones (46 y 82 lppd) se consume en el 8 % de las viviendas. Finalmente, en el 7 % de hogares, el consumo es más de 20 bidones (más de 82 lppd). La forma predominante de almacenamiento del agua captada es en bidones (57 %), en barriles, una menor proporción (27 %), y en pilas (16%). Los aspectos de saneamiento levantados en la encuesta conciernen a la cobertura y tipo de letrinas para la disposición de las excretas y de las aguas servidas. La cobertura de letrinas y otros medios, representó, a finales del año 2016, el 72 % del total de viviendas.

Una buena proporción de letrinas (59 %) es del tipo tradicional, siguiéndole las aboneras (27 %), las ventiladas (7 %) y de otro tipo (7 %). El 24 % de las letrinas se llena de agua en la estación lluviosa. Las aguas servidas, usualmente, se dejan correr en los patios (69 %), con el peligro de que se estanquen y constituyan el medio para la proliferación de vectores de enfermedades. En el 14 % de los casos, se deja correr hacia los cauces. Otras formas de disposición de aguas servidas incluyen: Regado en el patio (11 %); regado de plantas (4 %); en foso de absorción (2 %).

Gráfico 2 Tipo de letrinas



Fuente: Propia

4.3.6 Disposición de pago por servicios básicos

A través de la encuesta, se investigó sobre el pago que realiza la población por el uso de los servicios básicos, tales como agua potable. En abastecimiento de agua, el 5 % expresó que, gasta más de 100 C\$ por mes; el 48 % expresó que, paga entre 50 y 100 C\$; el 5 % paga menos de 50 C\$; finalmente, el 42 % indicó no pagar nada.

4.4 Golpe de ariete

El golpe de ariete es producido por el choque violento de un fluido contra las paredes de las tuberías, por diferentes razones: Cierre de válvulas, cambios de dirección por accesorios o reducciones. Este rebote del flujo en la dirección contraria al sentido normal por el que está siendo dirigida, crea un pulso de alta presión, cuya onda provoca sobrepresiones y depresiones en las tuberías, la cuales, eventualmente, terminan cediendo y se destruyen.

Para calcular el golpe de ariete se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \left(\frac{K \cdot D}{E \cdot \delta}\right)}}, K = 2.03 \times 10^9 \text{ N/m}^2, \rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

Ecuación 53

Donde:

a: Celeridad de la onda elástica del fluido en la tubería, en m/s.

K: Módulo de elasticidad del fluido (módulo de Bulk), en N/m².

ρ : Densidad del fluido, en kg/m³.

D: Diámetro nominal de la tubería, en m.

E: Módulo de elasticidad de la tubería, en N/m².

δ : Espesor de tubería, en m.

$$\Delta H = \frac{a \cdot v}{g}, g = 9.81 \text{ m/s}^2 \quad \text{Ecuación 54}$$

Donde:

ΔH : Sobrepresión por golpe de ariete, en m.

a: Celeridad de la onda elástica del fluido en la tubería, en m/s.

v: Velocidad del flujo, en m/s.

g: Aceleración de la gravedad, en m/s².

$$P_{\text{máx}} = DT + \Delta H \quad \text{Ecuación 55}$$

Donde:

$P_{\text{máx}}$: Presión máxima a la que estará sometida la tubería, en m.

DT: Desnivel Topográfico o presión estática, en m.

ΔH : Sobrepresión por golpe de ariete, en m.

4.5 Caracterizar la hidrogeología de la formación acuífera en la zona de estudio

Para caracterizar la zona hidrogeológica de la formación acuífera, se realizó un análisis a la litología encontrada durante la perforación del pozo, apreciándose en la siguiente tabla:

Tabla 16: Análisis litológico

<u>DE (pies)</u>	<u>HASTA (pies)</u>	<u>DESCRIPCIÓN</u>
0	10	Se encontró arcilla con arenas grises.
10	20	Se encontró arcilla con arenas grises y bolones.
20	30	Se encontró gravas finas y gruesas
30	40	Predomina gravas gruesas y finas
40	50	Se encontró basalto
50	60	Sigue predominando el basalto
60	70	Predomina el basalto
70	80	Basalto masivo, una formación madre.
80	120	Predominante basalto masivo
120	180	Basalto con presencia de dolomita
200	300	Basalto con presencia de cuarzo
350	420	Basalto fracturado (inicio del espesor del acuífero)
430	480	Basalto fracturado (Acuífero frisado)
480	530	Basalto fracturado (límite del espesor del acuífero)
530	560	Basalto con presencia de dolomita
560	600	Basalto masivo con presencia de cuarzo
600	665	Se encuentra basalto con presencia de pirita

Fuente: Alcaldía de San Marcos

La estructura del pozo se encuentra en una formación masiva de basalto, en donde el acuífero encontrado pertenece a los materiales no consolidados, por ser basalto fracturado.

4.5.1 Acuífero

Según los datos de la litología presente en el terreno, se encontró un acuífero presente en la formación, de orden fracturado, este pertenece a un acuífero artesiano o confinado, y contiene capas impermeables y no permeables, en las cuales, contiene agua sometida a presión.

4.5.2 Espesor del acuífero

Según los datos de litología, se encontró un acuífero fracturado a la profundidad de 420 pies, y termina el límite o espesor de este a los 530 pies. El espesor del acuífero se determinó restando las profundidades:

$$m = P_f - P_i$$

$$P_i = 420 \text{ pies}$$

$$P_f = 530 \text{ pies}$$

Donde se obtuvo un resultado para el espesor del acuífero:

$$m = \text{pies}(530 - 420)$$

$$m = 90 \text{ pies}$$

Este valor se convirtió a metros para efectos de cálculo, más adelante, en donde:

$$1\text{m}=3.28 \text{ pies.}$$

Convirtiendo, se obtuvo un valor de:

$$m = 27.5 \text{ m}$$

4.5.3 Permeabilidad

La permeabilidad se determinó mediante la ecuación del régimen de equilibrio, en la tabla 17 se aprecia los datos para el cálculo del método.

$$Q = \frac{2.72Pm(H - h)}{\log \frac{R}{r}}$$

Tabla 17: Datos

DATOS DE ECUACIÓN		
RÉGIMEN DE EQUILIBRIO		
DESCRIPCIÓN	VALOR	U/M
Profundidad saturada del acuífero, antes del bombeo H =	128.05	m
Profundidad del agua en el pozo, durante el bombeo h =	161.6	m
Radio del cono de depresión R =	250	m
Radio del pozo r =	0.45	m
Permeabilidad de la formación P =	?	m/h
Espesor del acuífero m =	33.53	m
Rendimiento del pozo o caudal del bombeo, Q =	61.2	m³/h

Fuente: Datos de la prueba de bombeo.

La variable desconocida es la permeabilidad P.

Realizando el despeje, se obtiene:

$$P = \frac{Q \log \frac{R}{r}}{2.72m(H - h)}$$

Sustituyendo los valores, se tiene:

$$P = \frac{(61.2) \left(\log \frac{250}{0.45} \right)}{(2.72)(33.5)(161.6 - 128.05)}$$

Calculando, se obtiene:

$$P = 0.055 \text{ m/h}$$

Nota: El radio se midió a una distancia del pozo de observación, a los 250m, este presentó un rebajamiento de 0.12cm.

4.5.4 Rendimiento específico

Para determinar el rendimiento específico, se utilizó la siguiente ecuación, según la norma de ENACAL:

$$S_y = \frac{Q}{s}$$

Tabla 18: Datos

DATOS DE ECUACIÓN		
RENDIMIENTO ESPECÍFICO EN METROS		
DESCRIPCIÓN	VALOR	U/M
Rendimiento del pozo o caudal del bombeo Q =	161.2	m ³ /h
Abatimiento del pozo en prueba de bombeo s =	33.5	m

$$\text{Donde } s = 161.6 - 128.05 = 33.5$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$S_y = \frac{161.2}{33.5}$$

Calculando, se obtiene:

$$S_y = 4.81 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$$

4.5.5 Porosidad

Como el acuífero encontrado en el pozo pertenece a basalto fracturado, este se encuentra en la lista de materiales consolidados, con una porosidad que, se muestra a continuación:

Tabla 19: Porosidad de algunos materiales

Materiales no consolidados	Porosidad (%)	Materiales consolidados	Porosidad (%)
Grava gruesa	28-12	Arenisca	5-30
Grava media	32-13	Caliza y dolomia	0-40
Grava fina	34-21	Caliza cárstica	0-40
Arena con grava	39-20	Pizarras y lutitas	0-10
Arena gruesa	35-20	Basalto fracturado	5-50
Arena media	39-15	Roca cristalina fracturada	0-10
Arena fina	43-10	Roca cristalina densa	0-5
Arcilla arenosa	12-3	Granito alterado	34-57

Fuente: Alcaldía de San Marcos

4.5.6 Transmisividad

Este parámetro hidrogeológico se determinó multiplicando la permeabilidad determinada anteriormente por el espesor del acuífero, según la litología del terreno.

$$T = P \cdot m$$

Tabla 20: Datos

DATOS DE ECUACIÓN		
TRANSMISIVIDAD		
DESCRIPCIÓN	VALOR	U/M
Transmisividad T =	1.89	m ² /h
Permeabilidad P=	0.4	m/h
Espesor del acuífero E =	33.5	m

Fuente: Propia

Sustituyendo valores, se tiene:

$$T = (0.4)(33.5)$$

Calculando, se obtiene:

$$T = 13.4 \text{ m}^2/\text{h}$$

Nota: Con este último cálculo, se obtiene los parámetros que caracterizan la formación hidrogeológica de la zona del proyecto.

4.6 Determinar y caracterizar los parámetros para el diseño del pozo

Para determinar los parámetros de diseño, se dio inicio con las coordenadas de ubicación del pozo.

Tabla 21: Coordenadas del pozo

Coordenadas de ubicación		
Coordenadas (X)	Coordenadas (Y)	Elevación (m.s.n.m)
573.906	1313.869	519

Fuente: Google Earth

4.6.1 Método de perforación

Para elegir el método de perforación, se analizó las ventajas de esta y el tiempo de perforación. Por lo que se eligió el método de perforación rotativa, por su rapidez en la penetración de las rocas duras.

4.6.2 Profundidad del pozo

Según los estudios realizados en los sondeos verticales, el nivel de agua se encuentra a una profundidad de 350 a 600 pies, por lo que, se determinó la profundidad requerida del pozo, de 600 pies.

4.6.3 Ademe del pozo

El ademe del pozo se determinó analizando un factor económico, ya que, las tuberías de hierro suelen ser muy costosas y con una compleja instalación, dado que, tienen que soldarse tubo por tubo, por ello, se determinó que, lo más viable, duradero y económico para el pozo, es instalar tubería PVC SDR 26 (160psi), que, proporciona las siguientes ventajas:

- Larga duración
- Aptas, incluso para agua potable
- Bajos costos de mantenimiento
- Sencillez de manejo para realizar aforos
- Facilidad de transporte y almacenamiento
- Facilidad, y rapidez de montaje y extracción
- Alto factor de seguridad ante golpe de ariete

- Elimina vibraciones y posibles derivaciones eléctricas.
- Soporta ampliamente el par de arranque de la Bomba.
- Menor pérdida de carga que las tuberías tradicionales.
- No le afecta la corrosión, incluso con aguas muy agresivas.
- Mayor facilidad de introducción y extracción en entubados irregulares.
- Gran resistencia a la tracción, soportando con garantía las cargas de instalación.
- Tipo único para todas las aplicaciones de operación, simplificando el proceso de diseño y selección.

4.6.4 Diámetro del ademe del pozo

Según los datos hidrogeológicos, el caudal de diseño de este pozo es de 100 gpm. A continuación, se seleccionó el diámetro del pozo:

Tabla 22: Diámetros para diferentes valores de caudal

Relación diámetro interno del pozo y caudal de bombeo			
Diámetro interno de ademe de pozo		Caudal de bombeo	
Pulgadas.	Centímetros.	gpm.	lps.
6	150	36.3	10
8	200	54.5	15
10	250	90.8	25

Fuente: Propia

Como se puede observar, para un caudal de 61.4 m³/h, se puede elegir un diámetro de 8", esto está en dependencia de lo siguiente:

4.6.5 Diámetro de los tazones de la bomba

$$D_t = \sqrt{Q}$$

$$D_t = \sqrt{61.4}$$

$$D_t = 7.83$$

4.6.6 Diámetro de la cámara de bombeo o ademe

$$D_a = D_t + 2''$$

Tabla 24: Datos

DATOS DE ECUACIÓN		
Diámetro de ademe		
DESCRIPCIÓN	VALOR	U/M
Diámetro de tazones de la bomba	8	''

Fuente: Propia

Sustituyendo valores, se tiene:

$$D_a = 6.6'' + 2''$$

Calculando, se obtiene el siguiente resultado:

$$D_a = 8.6''$$

Dado que, no es posible tomar un inmediato superior, debido a los costos de la tubería, entre diámetro, se eligió un diámetro de ademe de 8'', comparando este resultado con el que recomienda las normas en la tabla anterior.

4.6.7 Diámetro de la perforación

El diámetro de la perforación corresponde al diámetro del ademe, más un espacio adicional para el filtro anular de grava, cuando se requiere:

$$D_p = D_a + 3''$$

Los datos para la ecuación son:

Tabla 25: Datos

DATOS DE ECUACIÓN		
Diámetro de la perforación		
DESCRIPCIÓN	VALOR	U/M
Diámetro del ademe del pozo	12	"

Fuente: Propia

Sustituyendo valores, se tiene:

$$D_p = 8.6" + 3"$$

Calculando, se obtiene el siguiente resultado:

$$D_p = 11.6"$$

En este caso, la perforación se realizó con 12". Con los criterios anteriores se satisface los siguientes requisitos:

La bomba turbina, ya sea o no, con motor sumergible, se puede alojar, holgadamente, en la cámara de bombeo. Se tiene satisfactoria eficiencia hidráulica, con pérdida por fricción razonable. Se absorbe pequeñas desviaciones o torceduras de la cámara, por lo que, la columna de la bomba, queda sensiblemente vertical.

4.6.8 Filtro de grava

La elección de la grava se realizó de manera empírica, siguiendo la propuesta del ingeniero mexicano Vicente Vargas (1976), quien sugiere lo siguiente para los buenos diseños de estos filtros: "Cualquier clase de material, por fino que sea, se puede controlar con un filtro constituido por grava graduada, con partículas limitadas entre ¼ y ½" de diámetro.

Para calcular la cantidad de filtro para llenar el espacio del anillo se usó la siguiente ecuación:

$$V_g = \pi m (D_p - D_e)^2$$

$$V_g = \pi [(24.4)(0.25 - 0.12)^2]$$

Calculando, se obtiene el volumen de grava para el filtro:

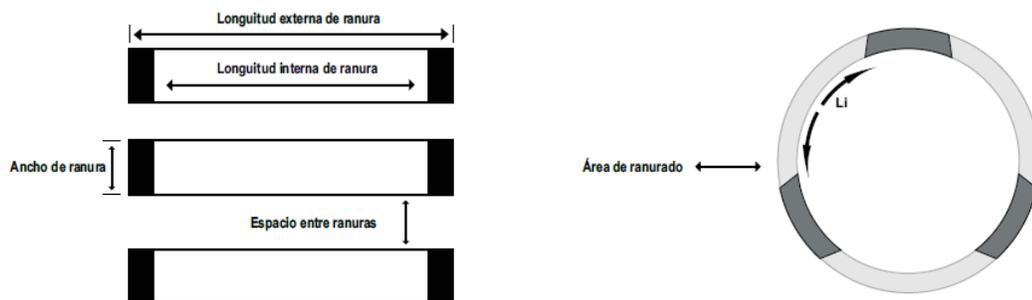
$$V_g = 1.72 \text{ m}^3$$

4.6.9 Selección de la rejilla

Se eligió tubería de PVC, esta deberá ser ranurada, conforme a su anatomía.

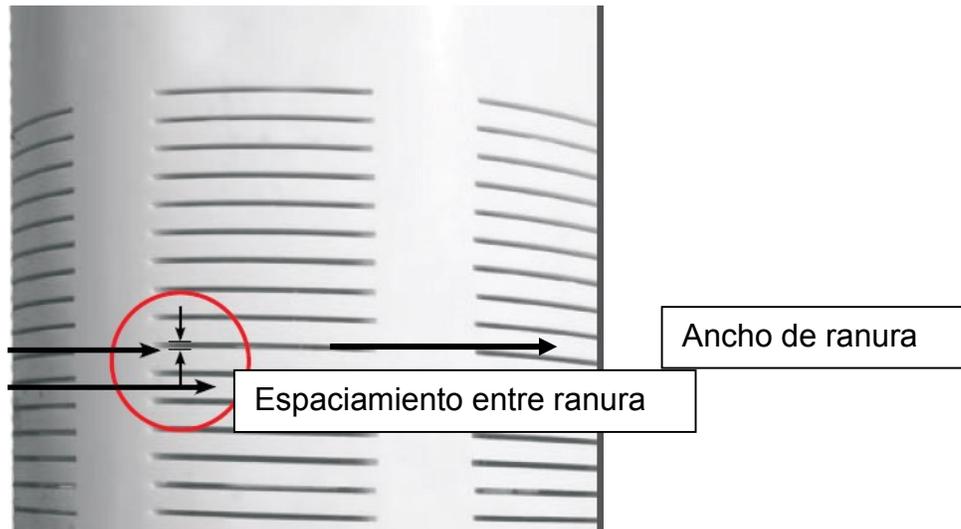
Imagen 24: Forma de rejilla para tuberías de PVC

ANATOMÍA DE LA TUBERÍA RANURADA



Fuente: Durman Esquivel S.A.

Imagen 25: Tubería ranurada



Fuente: Durman Esquivel S.A.

4.6.10 Determinación del área abierta de ranura

El fabricante brinda los siguientes datos para determinar el % de ranura necesaria para la tubería a instalar en pozo:

- Área neta de ranura por pie de tubo ranurado
- Caudal de entrada por pie de tubo ranurado
- Caudal de entrada por pie, a una velocidad de 0.1 pies
- Numero de filas de ranuras presente en la rejilla
- Ancho de ranura
- Espaciamiento entre ranuras
- Longitud interna de la ranura, para efectos prácticos, se considera una longitud mínima de ranurado de 205" (52mm) en diámetros de 6 a 12" (150 a 300 mm)
- Número de ranuras por filas por pie de tubo ranurado (teórico)
- Área Superficial Interna por pie

Tabla 26: Datos

DATOS DE ECUACIÓN		
Determinación de % de área abierta		
Descripción	VALOR	U/M
Tipo de tubería PVC SDR 26	160	psi
Diámetro nominal:	12	"
Dímetro Interno: $D_I =$	7.961	"
Ancho de ranura $S_I =$	0.06	"
Espaciamiento de ranura $E_R =$	0.25	"
Longitud interna de ranura $L_I =$	2.05	"
Número de fila de ranura en la rejilla $F_r =$	8	

Número de ranura por fila por pie de tubo ranurado se calcula con la siguiente ecuación:

$$R_{fp} = \frac{12''}{S_I + E_R}$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$R_{fp} = \frac{12''}{(0.06'' + 0.25'')}$$

Calculando, se tiene el siguiente resultado:

$$R_{fp} = 38.71 \text{ filas}$$

Área neta de ranura en 2" por pie de tubo ranurado

$$A_n = R_{fp} F_r S_I L_I$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$A_n = (38.71)(8)(0.06)(2.05)$$

Calculando, se obtiene el siguiente resultado:

$$A_n = 38.09'' .$$

Caudal de entrada

$$Q_e = 0.31A_n$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$Q_e = (0.31)(38.09)$$

Calculando, se obtiene el siguiente resultado:

$$Q_e = 11.8 \text{ gpm}$$

Área superficial interna por pies en pulgadas cuadradas

$$ASI = 12\pi D_I$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$ASI = (12)(\pi)(7.961)$$

Calculando, se obtiene el siguiente resultado:

$$ASI = 300.12 \text{ pulgadas}^2$$

Determinación del % de área de ranurado para un tubo dado

$$\% A_a = 100 \left(\frac{A_n}{ASI} \right)$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$\% A_a = 100 \left(\frac{38.09}{300.12} \right)$$

Calculando, se obtiene el siguiente resultado:

$$\% A_a = 12.69 \%$$

Teniendo este resultado, se calculó la longitud de rejillas necesaria para el acuífero.

Longitud de rejilla

$$L_r = 2pd \left(\frac{Q}{4.37} \right)$$

Tabla 27: Datos

DATOS DE ECUACIÓN		
LONGITUD DE LA REJILLAS EN EL POZO		
DATOS	VALOR	U/M
Longitud de rejilla $L_r =$?	m
Caudal de diseño $Q =$	61.4	m ³ /h
Apertura de rejilla $p =$	12.69	%
Diámetro de rejilla $d =$	12	"

Fuente: Propia

Sustituyendo valores, se tiene:

$$L_r = (2)(0.1269)(8) \left(\frac{61.4}{4.37} \right)$$

Calculando, se obtiene el siguiente resultado:

$$L_r = 19.67 \text{ m}$$

Pasando esta longitud a pies, se tiene:

$$L_r = 64.51 \text{ pies}$$

Para determinar la cantidad de tubería a ranura, se dividió el resultado en m, entre 6 m que tiene un tubo.

Tubos a ranura para el acuífero = 3.16, redondeando a 4 tubos.

4.6.11 Sello sanitario

Este se construirá, según la litología, la cual indicó que, el material encontrado en los primeros 20 pies es arcilla, por lo cual, se decidió construir dicho sello a los 25 pies, la resistencia del mortero será de 3500 psi, donde una psi es igual a 14.22 kg/cm², convirtiendo, se tiene un concreto de 246.13 kg/cm². La proporción de este concreto será por m³ y se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 28: Dosificación de concreto a usar

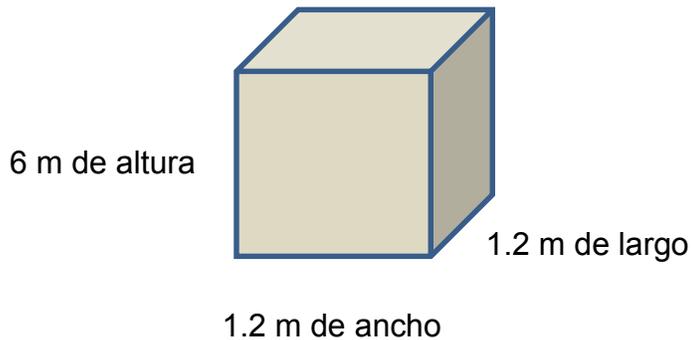
Tipo	Proporción volumétrica	Bolsas de cemento	Arena m ³	Grava m ³	Agua litros	Resistencia kg/cm ²
3	1:1.5:2.5	10.1	0.43	0.71	216	246

Fuente: Propia

4.6.12 Cálculo del volumen de concreto a utilizar

Se debe cubicar el sello sanitario, en la siguiente figura se aprecia el sello sanitario del pozo:

Imagen 26: Dimensiones del rectángulo



La expresión para cubicar este rectángulo es:

$$V = B \cdot h$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$V = (1.44 \text{ m}^2)(6 \text{ m})$$

Calculando, se obtiene el siguiente resultado

$$V = 8.64 \text{ m}^3$$

Aplicando el 5 % de desperdicio del material, se tiene 9 m³ de concreto para construir el sello sanitario.

4.7 Determinación del equipo para la prueba de bombeo

Para determinar la potencia del equipo de bombeo, se debe calcular la Carga Dinámica Total, determinando primero, sus componentes; en este caso, la Carga Estática y Dinámica.

4.7.1 Determinación de la Carga Dinámica Total del equipo para prueba de bombeo.

Se determinó que la bomba estará ubicada a 415 pies de profundidad:

$$CE = 121.6 \text{ m}$$

Para la Carga Dinámica, se tiene que, la tubería a utilizar es de PVC, Cédula 26, para determinar la cantidad, se dividió 415 pies entre 6 m que mide un tubo.

$$\frac{415 \text{ pies}/3.28 \left(\frac{\text{pies}}{\text{m}}\right)}{6 \text{ m}} = 21 \text{ tubos}$$

Entonces, se utilizará en la instalación de la prueba de bombeo, 21 tubos de PVC.

Para determinar la Carga Dinámica, se calcula primero, la cantidad de pérdida con la expresión:

$$H = 10.674L \left(\frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} D^{4.871}} \right)$$

Como se puede observar, fue necesario hacer conversiones de medidas de las unidades para realizar el cálculo con la ecuación expuesta. Primero, se transformó el caudal de 61.4 m³/h a m³/s, esto se realizó dividiendo el caudal en m³/h entre 3600 s que tiene una hora, quedando el caudal, en 0.017 m³/s.

$$\frac{61.4}{3600} = 0.017 \text{ m}^3/\text{s}$$

El coeficiente de seguridad (por ser material de PVC), se escogió de 150, la longitud de la tubería se fijó en 415 pies, los cuales se pasaron a metros para el cálculo de pérdida, esto se realizó, dividiendo la longitud en pies entre 3.28 pies que tiene un metro. Quedando el resultado:

$$\frac{415}{3.28} = 126.52 \text{ m}$$

Como el diámetro de la tubería es de 3" pero se pide en metros, se convirtió. Una pulgada es el equivalente de 2.54 cm, entonces, convirtiendo se tiene:

$$(3)(2.54) = 7.62 \text{ cm}$$

Se dividió este resultado entre 100 cm que tiene un m, por lo que se tiene:

$$\frac{7.62}{100} = 0.0762 \text{ m}$$

Una vez convertidas las unidades de medida, se puede calcular la pérdida.

Tabla 29: Datos

DATOS DE ECUACIÓN		
PÉRDIDA		
DATOS	VALOR	U/M
H: Pérdida de Carga Dinámica	?	m
Caudal Q =	0.017	m³/s
C: Coeficiente de rugosidad	150	Adimensional
L: Longitud de la tubería	126.52	m
D: Diámetro interno de la tubería	0.0762	m

Fuente: Elaboración propia

Sustituyendo valores, se tiene:

$$H = (10.674)(685) \left[\frac{0.017^{1.852}}{(150^{1.852})(0.0762^{4.871})} \right]$$

Calculando, se tiene:

$$H = 82.5 \text{ m}$$

Esta es la pérdida carga total por fricción de los 685 m de tubería de hierro galvanizado.

Convirtiendo la pérdida de carga en m a pies, se tiene:

$$H = (82.5)(3.28) = 270 \text{ pies}$$

Teniendo los resultados de la Carga Estática y Dinámica, se calculó la Carga Dinámica Total en la succión de la bomba.

$$CDT = CE + CD$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$CTD = \text{pies}(161.5 + 270)$$

Calculando, se obtiene la Carga Dinámica Total en la succión:

$$CTD = 432.1 \text{ pies}$$

Calculo de la potencia de la bomba y motor para la prueba de bombeo.

La bomba se calculó con la siguiente expresión (en este caso, el caudal que se espera explotar es de 200 gpm):

$$P_b = \frac{Q \cdot CDT}{3960E}$$

Tabla 30: Datos

DATOS DE ECUACIÓN		
POTENCIA DE LA BOMBA		
DATOS	VALOR	U/M
Q: Caudal de bombeo	100	gpm
CDT: Carga Dinámica Total	432.1	pies
E: Eficiencia del equipo (70 %)	0.7	Adimensional

Fuente: Elaboración propia

Sustituyendo valores, se tiene:

$$P_b = \frac{(200)(432.1)}{(3960)(0.7)}$$

$$P_b = 33.5 \text{ HP}$$

El cálculo de la potencia del motor se realizó con la siguiente relación:

$$P_m = \frac{P_b}{0.9}$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$P_m = \frac{33.5}{0.90}$$

Calculando, se obtiene:

$$P_m = 37.6 \text{ HP}$$

Esta es la potencia del equipo, se debe buscar un equipo de este caballaje que, cumpla con el un caudal de 100 gpm, contra una Carga Dinámica Total de 464.94 pies.

Tabla 31: Especificaciones técnicas del equipo para la prueba de bombeo

Descripción	Valor	U/M
Caudal de bombeo	100	gpm (6 l/s)
Tipo de bomba	Sumergible	
Número de unidades	1.00	
Marca	ABS	
Modelo	SS-230	
Nivel Estático del pozo (abatimiento)	15.2	Pies (4.63 m)
Descarga del pozo	4 por encima del terreno	Pies (1.22 m)
Carga Total Dinámica	415	Pies (126.3 m)
Potencia	40 HP	
Velocidad de rotación	3450 rpm	
Eficiencia	75.87 %	
Energía	Trifásica	

Fuente: Uriel Porras

El siguiente paso es calcular las pérdidas de carga en los accesorios en la sarta de bombeo. Estos son los accesorios a instalar en la sarta del pozo en la sección:

- 1 ---- Válvula de aire de Φ 1" con rosca macho de H.F.
- 1 ---- Unión Dresser de Φ 3" de H.F.
- 1 ---- Medidor maestro de Φ 3". con extremos bridados.
- 1 ---- Válvula check de Φ 3" de H.F. con extremos bridados.
- 1 ---- Cruz de Φ 3"x3" de H.F. con extremos bridados.
- 1 ---- Reductor de Φ 3"x1" de H.F. con extremos bridados.
- 1 ---- Válvula de alivio de Φ 2" de H.F. con extremos bridados.
- 1 ---- Válvula de limpieza de Φ 3" de H.F. con extremos bridados.
- 1 ---- Niple de H.G. dúctil con Flange. L = 1.50 m.

1 ---- Válvula de pase de Φ 3" de H.F. con extremos bridados.

1 ---- Manómetro de carga de 200 psi (lb/pulgada²).

3 ---- Codos de 45°x3" con extremos bridados.

1 ---- Reductor de Φ 3"x1" de PVC

Bridas de H.F. Φ 3" con sus empaques y pernos.

1 ---- Ampliación de 3"x4" con extremos bridados

2 --- Válvula Check de bronce con extremos bridados en 3"

Las pérdidas singulares pueden expresarse en función de la altura cinética corregida, mediante un coeficiente empírico k:

El coeficiente "k" depende del tipo de singularidad y de la velocidad media en el interior de la tubería. En la siguiente tabla se resumen los valores aproximados de "k" para cálculos:

Tabla 32: Valores de k

PÉRDIDAS SINGULARES EN LA SARTA DE BOMBEO		
CANTIDAD	ACCESORIOS	k
2	Codo de 90	0.9
3	Válvulas de compuerta y alivio	10
1	Tee	1.8
1	Válvulas check de bronce	13.2
1	Manómetro	2.5
1	Cruz	6.71

Fuente: Elaboración propia

Multiplicando la cantidad de accesorios por el valor aproximado de k, se obtiene la siguiente tabla:

Tabla 33: Valores de k, considerando la cantidad de accesorios

PÉRDIDAS SINGULARES EN LA SARTA DE BOMBEO	
ACCESORIOS	k
Codo de 90	1.8
Válvulas de compuerta y alivio	30
Tee	1.8
Válvulas check de bronce	13.2
Manómetro	2.5
Cruz	6.71
TOTAL	56.01

Fuente: Propia

Se procedió a calcular las pérdidas singulares con la expresión:

$$H_f = k \cdot \frac{v^2}{2g}, g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

Tabla 34: Datos

DATOS DE ECUACIÓN		
PÉRDIDAS SINGULARES		
DATOS	VALOR	U/M
H_f: Pérdidas de carga singulares (accesorios) en la columna	?	m
k: Coeficiente de pérdida	56.01	Adimensional
v: Velocidad media del flujo	?	m/s
g: Aceleración de la gravedad	9.18	m/s ²

Fuente: Propia

Como se observa en la tabla anterior, se tiene dos incógnitas, por lo cual, procedió al cálculo de la velocidad, por medio de la ecuación de continuidad.

$$Q = v \cdot A$$

Se despeja la velocidad, dado que, se conoce las otras variables.

$$v = \frac{Q}{A}$$

Para encontrar el área, se procedió a calcular de la siguiente manera:

Área de un círculo

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{Ecuación 56}$$

Donde:

A: Área circular, en m.

D: Diámetro de la tubería, en m.

El diámetro es conocido, es el diámetro de la tubería de la columna de bombeo, que es igual 3". Lo que equivale a 0.0762 m

Sustituyendo valores en la ecuación, se tiene:

$$A = \frac{(\pi)(0.0762)^2}{4}$$

Calculando, se tiene:

$$A = 0.0046 \text{ m}^2$$

Determinado el área o radio hidráulico, se procedió al cálculo de la velocidad.

Sustituyendo valores en el despeje de la velocidad de la ecuación de continuidad, se tiene:

$$v = \frac{0.012}{0.0046}$$

Calculando, se obtiene:

$$v = 2.6 \text{ m/s}$$

Tabla 35: Datos

DATOS DE ECUACIÓN		
PÉRDIDAS SINGULARES		
DATOS	VALOR	U/M
H _f : Pérdidas de carga singulares (accesorios)	?	m
k: Coeficiente de pérdida	56.01	Adimensional
v: Velocidad media del flujo	2.6	m/s
g: Aceleración de la gravedad	9.81	m/s ²

Fuente: Propia

Sustituyendo valores, se tiene:

$$H_f = 56.01 \left[\frac{2.6^2}{(2)(9.81)} \right]$$

Calculando, se tiene:

$$H_f = 19 \text{ m}$$

Al tener este resultado, se sumó las pérdidas de carga en la tubería y las pérdidas singulares en los accesorios de la sarta de bombeo del pozo, obteniendo el siguiente resultado:

$$H_{f_1} = m(15.23 + 19)$$

Que es igual a las pérdidas dinámicas en la sarta y columna de bombeo.

Pérdida de Carga Dinámica Total en la tubería del pozo: $H_{f_1} = 34.23 \text{ m}$

Se procedió al cálculo de pérdida en la descarga en la tubería de conducción que, va hacia las pilas de almacenamiento, ubicada en los 522 msnm. Para determinar la distancia, se acotó este tramo, determinando la cantidad de accesorios de la red, esto se realizó en un plano de AutoCad 2015, con ayuda de Epanet 2.0.

Tabla 36: Datos

DESCRIPCIÓN	VALOR	U/M
Distancia entre el pozo y descarga del tanque de almacenamiento	590	m

Fuente: Propia

Para determinar este parámetro, se comenzó a calcular las pérdidas de carga en la línea de conducción, según la ecuación de Bresse, se debe usar un diámetro de 4". La tubería a utilizar es PVC SDR 26, se determina la pérdida de carga por fricción con la expresión:

$$H = 10.674L \left(\frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} D^{4.871}} \right)$$

Como se puede observar, se tuvo que hacer conversión de unidades para realizar el cálculo con la ecuación expuesta. Primero, se transformó el caudal de 61.4 m³/h a m³/s, esto se realizó, dividiendo el caudal en m³/h entre 3,600 s que tiene una hora, quedando el caudal en 0.017 m³/s.

$$\frac{61.4}{3600} = 0.017 \text{ m}^3/\text{s}$$

El coeficiente de seguridad (por ser material de PVC), será de 150. El diámetro de la tubería de descarga esta dado en metros, se tiene 4", una pulgada es el equivalente de 2.54 cm, entonces, convirtiendo se tiene:

$$(4)(2.54) = 10.16 \text{ cm}$$

Se dividió este resultado entre 100 cm que tiene un m.

$$\frac{7.62}{100} = 0.1016 \text{ m}$$

Una vez convertidas las unidades de medida, se procedió al cálculo.

Tabla 37: Datos

DATOS DE ECUACIÓN		
PÉRDIDA DE CARGA		
DATOS	VALOR	U/M
H: Pérdida de carga	?	m
Caudal Q =	0.017	m ³ /s
C: Coeficiente de rugosidad	150	Adimensional
L: Longitud de la tubería	1.383	m
D: Diámetro interno de la tubería	0.1016	m

Fuente: Elaboración propia

Sustituyendo valores, se tiene:

$$H = (10.674)(1.383) \left[\frac{0.017^{1.852}}{(150^{1.852})(0.1016^{4.871})} \right]$$

Calculando, se tiene:

$$H = 68.5 \text{ m}$$

El siguiente paso es calcular las pérdidas de carga en los accesorios en la línea de distribución.

La cantidad de accesorios se determinó, con los cambios de dirección, según la ruta de la línea de conducción.

12 ---- Codos de PVC de 4"x45

3 ---- Codos de PVC 4"x90

1 ---- Válvula de compuerta de 4" bridada.

3 ---- Válvula check de 4" bridada

Válvula de limpieza de 4" bridada.

3 ---- Kit de pernos y empaques.

Las pérdidas singulares pueden expresarse en función de la altura cinética corregida mediante un coeficiente empírico k.

El coeficiente "k" depende del tipo de singularidad y de la velocidad media en el interior de la tubería. En la siguiente tabla se resumen los valores aproximados de "k":

Tabla 38: Valores de k

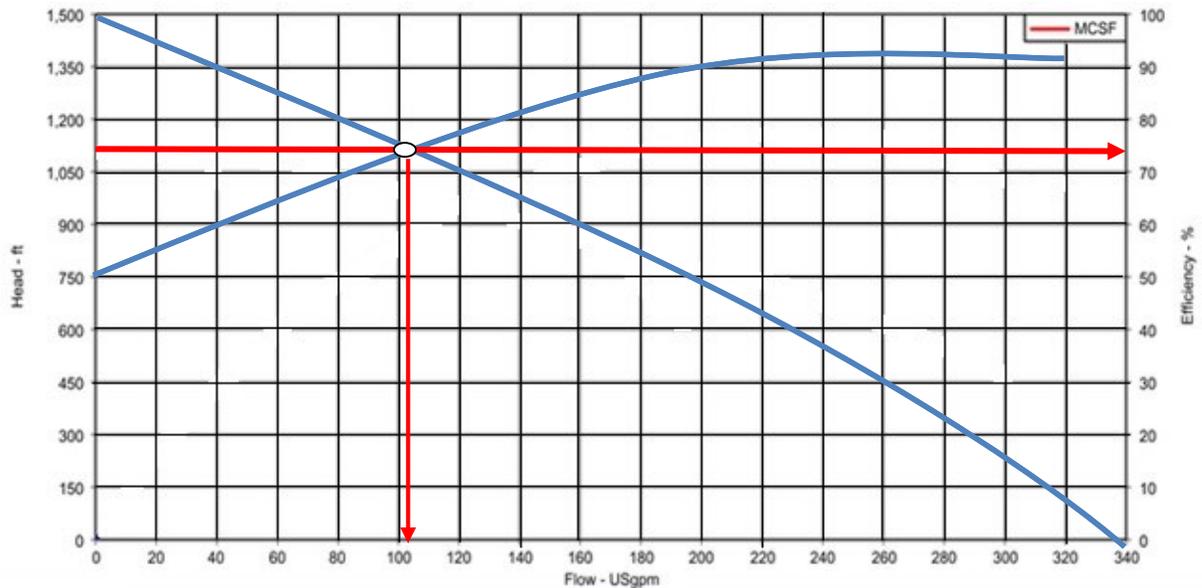
PÉRDIDAS SINGULARES EN LA SARTA DE BOMBEO		
CANTIDAD	ACCESORIOS	k
3	Codo de 90	0.9
2	Válvulas de compuerta y alivio	10
12	Codo de 45	0.4
2	Válvulas check de bronce	13.2

Fuente: Elaboración propia

4.8 Línea de conducción e impulsión

La línea de impulsión o columna de bombeo será de Hierro Galvanizado (HG) AC con 40 de diámetro de 3". La tubería de conducción será de PVC SDR 26. En diámetro de 4", con junta cementada enterrada a 1 m, dado que, puede pasar en la zona transporte pesado. A continuación, curva de la bomba BERKELEY modelo 6TS50-230:

Imagen 27: Curva de eficiencia de la bomba a utilizar



Fuente: Uriel Porras

Como se aprecia en la curva, esta cumple perfectamente con los requerimientos hidráulicos, que son: 92 gpm, contra una Carga Dinámica Total de 500 pies.

4.9 Sistema de cloración

El cloro es una sustancia química, ampliamente usada para la desinfección del agua en plantas de potabilización de agua. Es muy eficaz y económico para el tratamiento y potabilización de aguas.

Se decidió que, la desinfección se hará a través de dos cloradores automáticos en línea que, utilizan pastillas de cloro, en la línea que sale de los filtros, antes de la cámara de contacto.

Los modelos 300 y 320 de cloradores automáticos de Rainbow™ no solo ahorran tiempo, sino también, reducen el contacto manual con los productos químicos, son utilizados para desinfección de piscinas, satisfactoriamente, por lo que, para casos de sistemas rurales, pueden ser adaptados sin problemas, tienen las siguientes ventajas:

- No se requiere energía eléctrica para su inyección
- Sistemas totalmente cerrados, sin emisión de vapores
- Diseños sencillos, sin problemas ni necesidad de ventilación especial
- La carga por la parte superior facilita la adición de los productos químicos

Imagen 28: Cloradores Rainbow



Fuente: Internet

4.10 Casetas de operador y paneles eléctricos

En el predio del pozo, se ha proyectado la construcción de una caseta de mampostería reforzada para el operador, y protección de paneles eléctricos, esta caseta tendrá un área total de 9.202 m², y sus dimensiones son: 4.28x2.15 m, el área del operador es de 1.43x2.15 m (3.075 m²), y el área de paneles eléctricos, es de 2.85x2.15 m (6.128 m²).

4.11 Análisis hidráulico de la red de distribución

El análisis hidráulico del sistema de agua potable se realizó con ayuda del programa Epanet 2.0, de la US Environmental Protection Agency, en la versión

traducida al español por el GMMF de la Universidad Politécnica de Valencia (España).

El análisis de la red de distribución se realizó para la condición de consumo de máxima hora, en régimen permanente y régimen extendido. Además, para determinar las presiones estáticas máximas en la red, se analizó la condición de demanda cero (ver anexos).

Para el análisis de régimen extendido, se asumió el patrón de demanda de la localidad, dado que, este sistema requiere de un nivel de demanda a su máxima capacidad instalada.

4.11.1 Descripción de modelo hidráulico

La red se asimila a un sistema de nodos de distintos tipos y tramos de líneas que, unen a éstos. Los nodos tienen asignadas propiedades de cota (elevación) y pueden tratarse de nodos de consumo (a los que se les asignó un caudal de demanda), nodos intermedios (nodos sin consumo), depósitos o tanques. Los cálculos hidráulicos se realizaron utilizando la ecuación de Hazen Williams, con un coeficiente de rugosidad de 150, para tuberías de PVC.

4.11.2 Datos de entrada

Topografía: Para la elaboración del modelo, resultó necesario introducir las cotas en los nudos, siendo fundamental para el análisis de las presiones en los diferentes nodos de la línea de conducción. Las elevaciones de los nodos se sacaron, directamente, de los planos topográficos finales.

Nodos de consumo: Para el cálculo de caudales de salida en los nodos de la red, se utilizó el caudal de máxima hora al final del período de diseño, determinándose el caudal unitario por vivienda; y, posteriormente, la distribución de caudales en los nodos, a través del método de repartición media.

En vista de que se desconoce la ubicación de las viviendas futuras, se ha decidido considerar como nodos de consumo futuros los existentes, distribuyendo el

consumo de manera equitativa en cada nudo. La distribución de las viviendas actuales por nodos se ha realizado a partir del trabajo de campo de levantamiento topográfico que, además de obtener las elevaciones, identificó la situación de las dichas viviendas.

Para el análisis de régimen extendido en la configuración del modelo hidráulico, se consideró la distribución horaria de consumos de la comunidad a su máxima capacidad instalada.

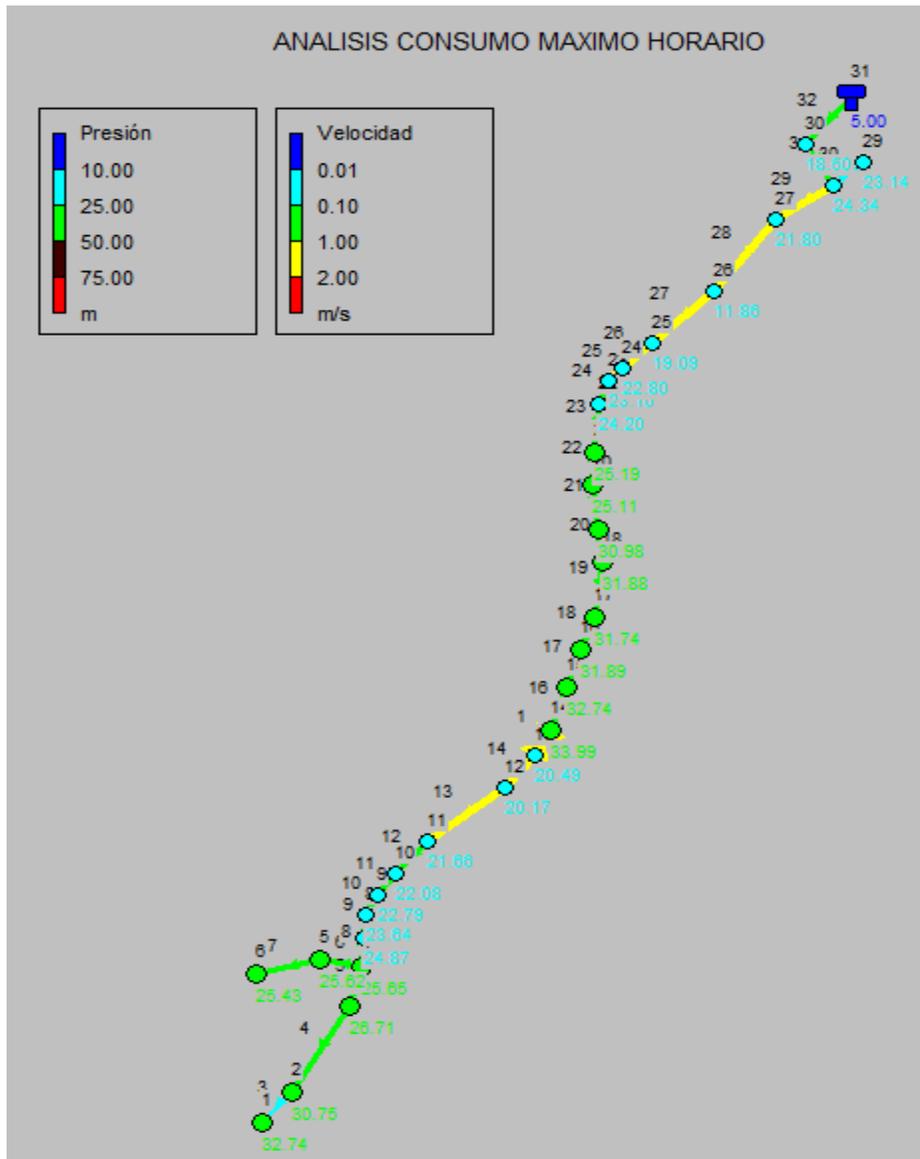
4.11.3 Resultados

Velocidades: De acuerdo a los resultados del modelo hidráulico, las velocidades máximas y mínimas en la línea de conducción son de 1.02 y 0.45 m/s, respectivamente, el valor de la velocidad mínima se encuentra, ligeramente, por debajo del valor mínimo permisible por las normas técnicas del INAA; no obstante, es un valor aceptable. Sin embargo, en los tramos con velocidades mínimas por debajo del valor recomendado por las normas, se recomienda la implementación de un programa de mantenimiento preventivo que, consiste, básicamente, en purgar la tubería en las partes bajas del sistema, con mayor frecuencia, para evitar acumulación de sedimentos que, eventualmente, pudieran afectar la calidad del agua, sobre todo, en sus propiedades organolépticas.

Presiones: Como resultado de la corrida del modelo hidráulico en línea de conducción, se obtuvo valores de presiones máximas y mínimas que, oscilan entre 65.84 y 5 mca, respectivamente, los cuales corresponden a los datos de la topografía de terreno.

El valor de presión máxima se considera normal, dado que, las normas técnicas permiten valores de presiones máximas de 70 mca (ver anexos).

Imagen 29: Análisis hidráulico del Consumo Máximo Horario



Fuente: Elaboración propia

Tabla 39: Resultados del análisis para la condición de CMH (nodos)

ID Nudo	Cota m	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Conexión 1	467.1	0.19	499.84	32.74
Conexión 2	469.1	0.19	499.85	30.75
Conexión 3	473.3	0.19	500.01	26.71
Conexión 4	474.5	0.19	500.15	25.65
Conexión 5	474.3	0.19	499.92	25.62
Conexión 6	474.4	0.19	499.83	25.43
Conexión 7	475.6	0.19	500.47	24.87
Conexión 8	477.2	0.19	500.84	23.64
Conexión 9	478.5	0.19	501.29	22.79
Conexión 10	479.9	0.19	501.98	22.08
Conexión 11	481.6	0.19	503.26	21.66
Conexión 12	486.3	0.19	506.47	20.17
Conexión 13	487.8	0.19	508.29	20.49
Conexión 14	489.3	0.19	523.29	33.99
Conexión 15	490.9	0.19	523.64	32.74
Conexión 16	492.1	0.19	523.99	31.89
Conexión 17	492.6	0.19	524.34	31.74
Conexión 18	493.1	0.19	524.98	31.88
Conexión 19	494.4	0.19	525.38	30.98
Conexión 20	500.9	0.19	526.01	25.11
Conexión 21	501.3	0.19	526.49	25.19
Conexión 22	503.1	0.19	527.30	24.20
Conexión 23	504.6	0.19	527.76	23.16
Conexión 24	505.3	0.19	528.10	22.80
Conexión 25	509.8	0.19	528.89	19.09
Conexión 26	518.8	0.19	530.66	11.86
Conexión 27	511.1	0.19	532.90	21.80
Conexión 28	510.2	0.19	534.54	24.34
Conexión 29	511.4	0.19	534.54	23.14

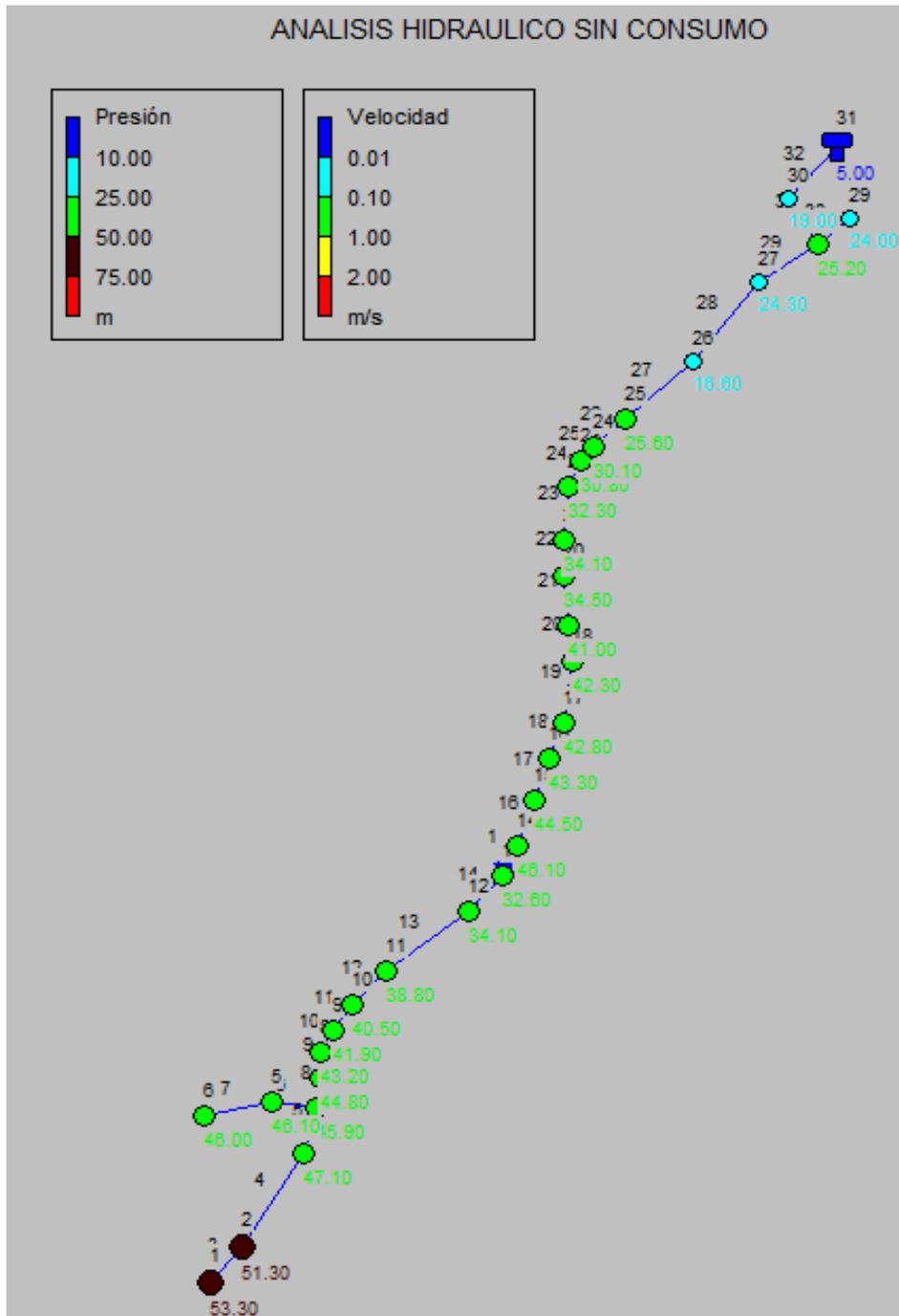
Fuente: Elaboración propia

Tabla 40: Resultados del análisis para la condición de CMH (tuberías)

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS	Velocidad m/s
Tubería 3	61.1	50	150	-0.19	0.10
Tubería 4	151.3	50	150	-0.38	0.20
Tubería 5	63.3	50	150	-0.58	0.29
Tubería 6	57.5	38	150	0.38	0.34
Tubería 7	88.8	38	150	0.19	0.17
Tubería 8	41.5	50	150	-1.15	0.59
Tubería 9	35.1	50	150	-1.35	0.69
Tubería 10	34	50	150	-1.54	0.78
Tubería 11	41.4	50	150	-1.73	0.88
Tubería 12	63.5	50	150	-1.92	0.98
Tubería 13	133.6	50	150	-2.11	1.08
Tubería 14	64.3	50	150	-2.31	1.17
Tubería 16	67	75	150	-2.69	0.61
Tubería 17	59.8	75	150	-2.88	0.65
Tubería 18	51.3	75	150	-3.07	0.70
Tubería 19	85.6	75	150	-3.27	0.74
Tubería 20	48.3	75	150	-3.46	0.78
Tubería 21	68.4	75	150	-3.65	0.83
Tubería 22	47.7	75	150	-3.84	0.87
Tubería 23	73.3	75	150	-4.04	0.91
Tubería 24	38.2	75	150	-4.23	0.96
Tubería 25	26.1	75	150	-4.42	1.00
Tubería 26	55.3	75	150	-4.61	1.04
Tubería 27	116.2	75	150	-4.80	1.09
Tubería 28	136.2	75	150	-5.00	1.13
Tubería 29	93.4	75	150	-5.19	1.17
Tubería 30	52.8	75	150	0.19	0.04
Tubería 31	72.6	100	150	-5.57	0.71

Fuente: Elaboración propia

Imagen 30: Análisis hidráulico sin consumo (demanda cero)



Fuente: Elaboración propia

Tabla 41: Resultados del análisis hidráulico sin consumo (nodos)

ID Nudo	Cota m	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Conexión 1	467.1	0.00	520.40	53.30
Conexión 2	469.1	0.00	520.40	51.30
Conexión 3	473.3	0.00	520.40	47.10
Conexión 4	474.5	0.00	520.40	45.90
Conexión 5	474.3	0.00	520.40	46.10
Conexión 6	474.4	0.00	520.40	46.00
Conexión 7	475.6	0.00	520.40	44.80
Conexión 8	477.2	0.00	520.40	43.20
Conexión 9	478.5	0.00	520.40	41.90
Conexión 10	479.9	0.00	520.40	40.50
Conexión 11	481.6	0.00	520.40	38.80
Conexión 12	486.3	0.00	520.40	34.10
Conexión 13	487.8	0.00	520.40	32.60
Conexión 14	489.3	0.00	535.40	46.10
Conexión 15	490.9	0.00	535.40	44.50
Conexión 16	492.1	0.00	535.40	43.30
Conexión 17	492.6	0.00	535.40	42.80
Conexión 18	493.1	0.00	535.40	42.30
Conexión 19	494.4	0.00	535.40	41.00
Conexión 20	500.9	0.00	535.40	34.50
Conexión 21	501.3	0.00	535.40	34.10
Conexión 22	503.1	0.00	535.40	32.30
Conexión 23	504.6	0.00	535.40	30.80
Conexión 24	505.3	0.00	535.40	30.10
Conexión 25	509.8	0.00	535.40	25.60
Conexión 26	518.8	0.00	535.40	16.60
Conexión 27	511.1	0.00	535.40	24.30
Conexión 28	510.2	0.00	535.40	25.20
Conexión 29	511.4	0.00	535.40	24.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 42: Resultados del análisis hidráulico sin consumo (tuberías)

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS
Tubería 3	61.1	50	150	0.00
Tubería 4	151.3	50	150	0.00
Tubería 5	63.3	50	150	0.00
Tubería 6	57.5	38	150	0.00
Tubería 7	88.8	38	150	0.00
Tubería 8	41.5	50	150	0.00
Tubería 9	35.1	50	150	0.00
Tubería 10	34	50	150	0.00
Tubería 11	41.4	50	150	0.00
Tubería 12	63.5	50	150	0.00
Tubería 13	133.6	50	150	0.00
Tubería 14	64.3	50	150	0.00
Tubería 16	67	75	150	0.00
Tubería 17	59.8	75	150	0.00
Tubería 18	51.3	75	150	0.00
Tubería 19	85.6	75	150	0.00
Tubería 20	48.3	75	150	0.00
Tubería 21	68.4	75	150	0.00
Tubería 22	47.7	75	150	0.00
Tubería 23	73.3	75	150	0.00
Tubería 24	38.2	75	150	0.00
Tubería 25	26.1	75	150	0.00
Tubería 26	55.3	75	150	0.00
Tubería 27	116.2	75	150	0.00
Tubería 28	136.2	75	150	0.00
Tubería 29	93.4	75	150	0.00
Tubería 30	52.8	75	150	0.00
Tubería 31	72.6	100	150	0.00
Tubería 32	94.5	100	150	0.00

Fuente: Elaboración propia

4.12 Diseño del tanque para almacenamiento

Se construirá un nuevo tanque de almacenamiento metálico con una capacidad de 32,000 galones, ya que, con la capacidad instalada existente, no logra cubrir ni un mínimo de su primer período de vida útil para la obra. Además, se hace necesario su total reemplazo, por las condiciones de deterioro y desuso.

4.13 Conexiones domiciliarias

Actualmente, los usuarios carecen de medidores domiciliarios, por lo cual, se proveerá a toda la población proyectada con nuevos medidores, para un mejor control y regulación del servicio de agua potable.

Las conexiones domiciliarias son tuberías y accesorios que, se instalan desde la red de distribución hasta cada vivienda, para que, las familias puedan utilizar el agua en la preparación de sus alimentos e higiene. La conexión domiciliaria consta de las siguientes partes:

1. Elemento de toma: Puede constar de una tee o una abrazadera.
2. Elemento de conducción: Va desde la toma hasta la vivienda.
3. Elemento de control: Constituido por una válvula de compuerta o de paso a la entrada de la vivienda.
4. Conexión al interior: Es la distribución interna de la vivienda.

4.14 Presupuesto

De acuerdo con el catálogo de costos de obras primarias de El Nuevo FISE, se realizó estimaciones del monto total de la obra, incluyendo costos directos e indirectos.

Tabla 43: Presupuesto del proyecto

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA					
AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE ALMACENAMIENTO Y RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE LA COMUNIDAD SAN PEDRO LOS MOLINAS					
PRESUPUESTO BASE					
FECHA: AGOSTO DE 2017					30.68
ETAPA	SUB ETAPA	DESCRIPCIÓN	U/M	CANTIDAD	TOTAL
					TOTAL
010		MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN			303,336.72
020		PRELIMINARES			545,657.95
030		MOVIMIENTOS DE TIERRA			337,582.45
040		LÍNEA DE CONDUCCIÓN			2011,175.00
050		RED DE DISTRIBUCIÓN			1671,801.25
060		TANQUE DE ALMACENAMIENTO METALICO, CAPACIDAD = 32,000 GLN.			2221,909.18
090		FUENTE Y OBRA DE TOMA			3348,896.24
110		CONEXIONES			490,978.00
120		OBRAS DE REPARACIÓN			316,148.74
130		LIMPIEZA FINAL Y ENTREGA			96,673.85
COSTOS DIRECTOS					11344,159.38
COSTOS INDIRECTOS (8%)					907,532.75
IMPREVISTO (3%)					340,324.78
SUB - TOTAL					12592,016.91
UTILIDAD (8%)					1007,361.35
SUB - TOTAL SIN IMPUESTO					13599,378.26
IVA 15%					2039,906.74
IM 1 %					135,993.78
TOTAL CON IMPUESTOS					15775,278.78

Fuente: Elaboración propia

4.15 Evaluación del impacto ambiental

La evaluación de impacto ambiental es una forma estructurada de obtener y evaluar información ambiental antes de tomar decisiones en el proceso de un

proyecto, para tomar opciones favorables que, no provoquen cambios ambientales, tomando en cuenta las medidas de mitigación adecuadas que, controlen estos impactos negativos.

Los proyectos de agua y saneamiento deberán ajustarse a los criterios de diseño y normativas ambientales establecidas en los documentos de MARENA, INAA, y FISE:

4.15.1 Metodología en el análisis ambiental

- Análisis de la calidad ambiental del sitio, sin considerar el proyecto, haciendo valoraciones de causas y efectos.
- Evaluación de los impactos ambientales que genera el proyecto, considerando para esto, las acciones impactantes y efectos sobre los factores ambientales en cada sitio del proyecto.
- Identificar las actividades que puedan generar impactos negativos o positivos al medio ambiente.
- Realización de un programa de mitigación de los impactos negativos generados por el proyecto.
- Realización de un programa de monitoreo y mitigación.

Una vez definidos los componentes ambientales y actividades, se elaboró las matrices para la identificación y valoración de los impactos ambientales.

4.15.2 Matriz de evaluación del emplazamiento

La evaluación del sitio se realizó mediante el llenado de cuatro histogramas estadísticos. Cada componente se evaluó, valorando todas las variables que lo integran, para ello, se contó con la información de las características ambientales del territorio en donde se ejecutará el proyecto.

La columna P corresponde al peso o importancia del problema. De esta manera, las situaciones se clasifican en:

3: Mayor peso.

2: Mediano peso.

1: Poco peso.

La columna E es la escala que indica el factor de riesgo:

1: Situación no permisible porque genera grandes peligros.

2: Situación permisible, pero suele necesitar medidas de mitigación.

3: Es considerada como la situación óptima.

La columna F se refiere a la frecuencia; o sea, la cantidad de veces que en el histograma se obtiene la misma evaluación o escala.

En la columna (ExPxF), se multiplican los tres valores, mientras que en la columna (PxF) se multiplican sólo los dos valores. Posteriormente se suman los valores totales de la columna ExPxF y los valores de la columna PxF y se depositan en la fila que dice SUMA.

El valor total alcanzado para cada componente se obtuvo mediante el resultado de la ecuación:

$$V_T = \frac{\sum E \cdot P \cdot F}{\sum P \cdot \sum F} \quad \text{Ecuación 57}$$

Donde:

V_T: Valor total, adimensional.

E: Factor de riesgo, adimensional.

P: Peso de importancia, adimensional.

F: Frecuencia del evento, adimensional.

Tabla 44: Matriz de evaluación geológica

EVALUACION GEOLOGÍA									
E	Sismicidad	Deslizamiento	Inundaciones	Hundimiento	Calidad del suelo	P	F	ExPxF	PxF
1						3	0	0	0
2		X	X	X		2	3	12	6
3	X				X	1	2	6	2
Σ								18	8
Impacto: ExPxF / PxF=			2.25						

Fuente: Elaboración propia

Este proyecto, según el componente de geológica, alcanzó el valor de 2.25, lo que significa que, el sitio es poco peligroso.

Tabla 45: Matriz de evaluación hidrológica

EVALUACIÓN HIDROLOGÍA								
E	Agua subterránea	Agua superficiales	Sistema de drenaje	Susceptibilidad al cambio climático	P	F	ExPxF	PxF
1					3	0	0	0
2				X	2	1	4	2
3	X	X	X		1	3	9	3
Σ							13	5
Impacto: ExPxF / PxF=			2.60					

Fuente: Elaboración propia

Este proyecto, según el componente de evaluación hidrológica, alcanzó el valor de 2.6, lo que significa que, el sitio es poco vulnerable.

Tabla 46: Matriz de evaluación ecosistema

EVALUACION ECOSISTEMA							
E	Especies en riesgo	Habitat fluvial	Rangos de pendiente	P	F	ExP xF	PxF
1				3	0	0	0
2			X	2	1	4	2
3	X	X		1	2	6	2
Σ						10	4
Impacto: ExPxF / PxF=				2.50			

Fuente: Elaboración propia

Este proyecto, según componente de evaluación ecosistema, alcanzó el valor de 2.5, lo que significa que, el sitio no es peligroso.

Tabla 47: Matriz de evaluación medio constructivo

EVALUACION MEDIO CONSTRUCTIVO							
E	Material	Uso del suelo	Maquinarias	P	F	Ex Px F	PxF
1				3	0	0	0
2	X			2	1	4	2
3		X	X	1	2	6	2
Σ						10	4
Impacto: ExPxF / PxF=				2.50			

Fuente: Elaboración propia

Este proyecto, según el componente de evaluación social, alcanzó el valor de 2.5, lo que significa que, el sitio es poco peligroso.

4.15.3 Matriz causas-efectos:

Es un instrumento para utilizarse en la fase de factibilidad del proyecto; y, permite identificar y valorar la situación ambiental del medio, con proyecto o sin proyecto.

Causas:

En la columna causas, se enumerará cada factor ambiental o acción humana que, esté de forma negativa en la calidad ambiental.

Efectos:

En la columna efectos, se relaciona las consecuencias que se observan sobre el medio ambiente. Si no existiera deterioro de la calidad ambiental de un factor, no será necesario llenar los espacios de causas y efectos. Una vez identificados los factores ambientales, con las causas del deterioro y sus correspondientes efectos, se procede a la valoración.

4.15.3.1 Criterios para valorar la calidad ambiental:

Tabla 48: Criterios para valorar la calidad ambiental

CALIDAD AMBIENTAL			
Criterios	Valor = 3	Valor = 2	Valor =1
Intensidad de los problemas ambientales	Baja o no existen problemas	Media	Alta

Fuente: Elaboración propia

Tabla 49: Matriz causa-efecto

FACTOR AMBIENTAL	ALTERACIONES AMBIENTALES		NIVEL DE CALIDAD
	CAUSAS	EFFECTOS	
Calidad del aire	Falta de revestimiento	Contaminación por polvo en suspensión	3
Calidad de las aguas superficiales	Vertido directo de aguas servidas a fuentes superficiales	Contaminación de fuente de aguas superficiales con repercusión en la salud y en el ecosistema.	2
Suelos	Uso del suelo en sitios inadecuados sin tomar en cuenta su capacidad de uso.	Erosión hídrica y eólica.	3
Geología	Modificación de la topografía sin drenajes	Inundaciones	3
Cubierta vegetal	Deforestación	Erosión y daño al hábitat de la fauna.	3
Fauna	La actividad humana ha incidido en la destrucción del hábitat de la fauna silvestre.	Exterminación de las diversas especies de animales.	3
Calidad de vida	Ausencia de agua y servicios elementales de saneamiento	Alteraciones de la salud de la población por enfermedades como: brotes de dengue, malaria, Zika y Chikungunya.	1
VALOR PROMEDIO DE IMPORTANCIAS			2.5

Fuente: Elaboración propia

Los principales problemas ambientales, de acuerdo con la tabla anterior, están asociados a la infraestructura; éstos son los siguientes:

- Vertido directo de aguas servidas a fuentes superficiales
- Ausencia de agua y servicios elementales de saneamiento

4.15.4 Pronóstico de la calidad ambiental del área de influencia:

El pronóstico de la calidad ambiental permite establecer una diferencia entre los estados de la calidad ambiental del medio ambiente sin el proyecto, y la calidad del medio ambiente con el proyecto.

Debe destacarse cuáles son los principales problemas ambientales observados en el medio sin proyecto, y cuáles son las posibles alternativas que debería emprender la comunidad para mejorar los problemas encontrados.

Criterios del pronóstico de la calidad ambiental:

Tabla 50: Criterios del pronóstico de la calidad ambiental

CALIDAD AMBIENTAL			
Criterios	Valor = 3	Valor = 2	Valor =1
Intensidad de la calidad ambientales	Buena calidad ambiental	Daños ambientales	Severos daños ambientales

Fuente: Elaboración propia

Tabla 51: Calidad ambiental del sitio sin considerar el proyecto

CALIDAD AMBIENTAL DEL AREA DE INFLUENCIA SIN PROYECTO				
FACTORES AMBIENTALES	DESCRIPCIÓN	EVALUACION		
		1	2	3
Sismicidad	Actividad sísmica nula.			X
Características de la Geomorfología	El terreno es accidentado y gran parte de este esta cubierto por montañas, su relieve va de ondulado a quebrado.			X
Tipos de suelos en la zona	Tierras áridas y de poca fertilidad.			X
Vientos	Los vientos predominantes de noreste a suroeste con velocidades medias de 2.5 m/s.			X
Temperaturas	Clima media anual 23° C a 25° C, con precipitación anual.			X
Precipitaciones	Ocsila entre 500 mm a 1000 mm anualmente.			X
Humedad	Entre 70% y 80%.			X
Hidrología/Micro cuencas	Son afluentes de los ríos que desembocan en el litoral del pacífico, entre los ríos más caudalosos se encuentran: río Los Pérez, Palo Blanco, La Palmita, Los Limones y Jocomico			X
Hidrología/Calidad de las aguas	Abundante potencial de aguas superficiales y subterráneas.		X	
Ruido	No presenta problemas.			X
Datos de la vegetación	Existen uso actual del suelo, tenemos que 4,600 manzanas corresponden a cultivos anuales(17%), 11,711 manzanas de pasto (43%) 5,475 manzanas de bosques (20%) representan con cultivos perennes.		X	
Datos de la fauna	La mayoría de las especies que se Hospedan en la zona son mamíferos,aves y reptiles.			X
Descripción del Sistema de Asentamientos Humanos	La ubicación de la población es de forma dispersa y concentrada.		X	
Vías de acceso	Carretera de macadán .		X	
Actividades económicas	Producción agrícola y ganadera .La principal generación de empleo está fuera de la comunidad.		X	
Electricidad	Existe red de energía eléctrica en los lugares concentrados y los lugares dispersos no existe energía eléctrica.			X
Comunicaciones	Estado regular.		X	
Salud	Existe puesto de salud en la comunidad.	X		
Educación	Existe un centro de educación primaria en la comunidad.		X	
Estados global de la calidad ambiental en la comunidad.		1	7	11

Fuente: Elaboración propia

Tabla 52: Calidad ambiental del sitio considerando el proyecto

CALIDAD AMBIENTAL DEL AREA DE INFLUENCIA CON PROYECTO				
FACTORES AMBIENTALES	DESCRIPCIÓN	EVALUACION		
		1	2	3
Sismicidad	Actividad sísmica nula.			X
Características de la Geomorfología	El terreno es accidentado y gran parte de este esta cubierto por montañas, su relieve va de ondulado a quebrado.			X
Tipos de suelos en la zona	Tierras áridas y de poca fertilidad.			X
Vientos	Los vientos predominantes de noreste a suroeste con velocidades medias de 2.5 m/s.			X
Temperaturas	Clima media anual 23° C a 25° C, con precipitación anual.			X
Precipitaciones	Oscila entre 500 mm a 1000 mm anualmente.			X
Humedad	Entre 70% y 80%.			X
Hidrología/Micro cuencas	Son afluentes de los ríos que desembocan en el litoral del pacifico, entre los ríos más caudalosos se encuentran: río Los Pérez, Palo Blanco, La Palmita, Los Limones y Jocomico			X
Hidrología/Calidad de las aguas	Educación ambiental que contribuya al cuidado y protección de la fuente.			X
Ruido	Presentara problemas de ruido leve.		X	
Datos de la vegetación	Se tomara plan de manejo de cuenca tomando en cuenta la reforestación.			X
Datos de la fauna	Se tomara planes de manejo tomando en cuenta la fauna.		X	
Vías de acceso	Carretera de macadán.		X	
Actividades económicas	Generación de empleo tanto en la fase constructiva como de operación.			X
Electricidad	Existe red de energía eléctrica en los lugares concentrados y los lugares dispersos no existe energía eléctrica.			X
Comunicaciones	Estado regular.		X	
Salud	Disminución de enfermedades debido a aguas de consumo sin tratamiento.			X
Educación	Infraestructura del centro de educación en buen estado.			X
Estados globales de la calidad ambiental en la comunidad.		0	4	14

Fuente: Elaboración propia

El medio ambiente en donde se ubicará el proyecto, tiene buena calidad ambiental. El proyecto genera insignificantes impactos ambientales que, se pueden disminuir con medidas generales de mitigación.

Con la ejecución del proyecto, se mejorará, enormemente, la calidad de vida de los pobladores, ya que, generará empleo, mejorando la economía de las familias, y se realizará planes de manejo de reforestación de la cuenca.

4.15.5 Posibles impactos esperados con el proyecto:

El impacto generado por un proyecto se mide, según las alteraciones ambientales que pueden crear las diferentes acciones de la obra, tomando en consideración las diferentes etapas del proyecto. Los niveles de impacto son: Nivel 1: Alto, nivel 2: Medio, nivel 3: Bajo; y, escala 0, cuando el efecto es positivo.

Tabla 53: Identificación de los principales impactos ambientales en el proyecto

PROYECTO	FASE	ACTIVIDADES	EFEECTO DIRECTO	FACTOR	NIVEL
CONSTRUCCION DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE	CONSTRUCCION	PRELIMINARES	Generación de polvo por partículas de madera.	Aire	2
			Generación de ruido durante las construcciones temporales.	Ruido	3
		CONSTRUCCION DE OBRA Y TANQUE	Generación de polvo durante la excavación.	Aire	2
			Generación de ruido durante las excavaciones.	Ruido	3
			Contaminación de agua superficial.	Recurso Hidricos	2
			Corte de vegetación en el área de construcción.	Relieve	2
			Contaminación del suelo de materiales sobrante.	Suelo	2
			Generación de polvo durante la excavación de zanjas.	Aire	2
		CONEXIONES DE REDES	Generación de ruido devidos a los trabajadores	Ruido	2
			Corte de vegetación en la línea de tuberías.	Relieve	2
			El suelo sufre riesgo de quedar inestable durante la excavación.	Suelo	2
			Perturbación en la circulación peatonal y vehicular.	sociedad	2
			Posibles accidentes en zanjas abiertas.	Riesgo de accidentes	2
		LIMPIEZA FINAL	Generación de polvo durante la limpieza.	Aire	2
	Generación de ruido durante el transporte de material sobrante.		Ruido	2	
	FUNCION	EXPLOTACION DEL PROYECTO	El funcionamiento adecuado del proyecto impacta positivamente porque contribuye a elevar la calidad de vida.	Calidad de vida	0
			El proyecto impacta positivamente en la economía local al contribuir con empleo	Economía	0

Fuente: Elaboración propia

4.15.6 Plan de mitigación de los impactos ambientales.

Las medidas de mitigación están dirigidas a los impactos ambientales negativos identificados y evaluados, con el propósito de reducir las posibles afectaciones que puedan causar al medio ambiente.

Tabla 54: Plan de mitigación de los impactos generados por el proyecto

IMPACTO A MITIGAR	EFEECTO A CORREGIR	DESCRIPCION DE LAS MEDIDAS
PRELIMINARES	Generación de polvo.	Humedad en el sitio de construcción.
	Generación de ruido durante las construcciones temporales.	Realizar los trabajos en horas hábiles para evitar el ruido .
CONSTRUCCION DE OBRA Y TANQUE	Generación de polvo durante excavaciones.	Humedad en el sitio de construcción
	Generación de ruido durante las excavaciones.	Evitar el trabajo nocturno para evitar ruido con las maquinarias.
	Contaminación de agua superficial.	Se deberá prohibir a los trabajadores lavar maquinaria sobre el lecho de ríos para evitar derrames de aceite entre otros contaminantes.
	Corte de vegetación en el área de construcción.	Implementación de un plan de reforestación en el área de la fuente .
	Contaminación del suelo de materiales sobrante.	Transportar los desechos sólidos al basurero para evitar la contaminación.
CONEXIONES DOMICILIARES	Generación de polvo durante la excavación de zanjas.	Durante las excavaciones de zanja se regará agua para evitar polvo.
	Generación de ruido.	Realizar los trabajos en horas hábiles para evitar el ruido .
	Corte de vegetación en la línea de tuberías.	Evitar los cortes de árboles innecesarios y reforestar la zona.
	El suelo sufre de riesgo de quedar inestable .	Las áreas donde se excavarán las zanjas es necesario la compactación del suelo.
	Perturbación en la circulación peatonal y vehicular.	Abrir las zanjas colocando la tubería y cerrando para no interrumpir el tráfico.
	Posibles accidentes en zanjas abiertas.	Colocar señales de prevención en zanjas y en fuera de horario taparlas .
LIMPIEZA FINAL	Generación de polvo durante la limpieza.	Humedad en el sitio de construcción.
	Generación de ruido durante el transporte de material sobrante .	Reducir los efectos del ruido utilizando maquinarias en perfecto estado.

Fuente: Elaboración propia

4.15.7 Programa de gestión ambiental

El programa de gestión ambiental se elaboró, considerando todas las acciones que serán necesarias para controlar y supervisar el proyecto durante sus etapas, para evitar los impactos ambientales negativos. La ejecución de este programa está bajo la responsabilidad de entidades competentes como ENACAL, Alcaldía, y el MINSA de San Marcos.

Este programa se llevará a cabo en la etapa de construcción, así como en la de operación del proyecto. Por lo tanto, se efectuará monitoreo y seguimiento del proyecto, de la siguiente manera:

4.15.7.1 Plan de monitoreo del proyecto

Este plan de monitoreo, se realizará para evitar los impactos negativos sobre los diferentes componentes ambientales y conocer las diferentes medidas de mitigación implementadas para disminuir dichos impactos.

El plan de monitoreo pretende verificar cambios en los parámetros ambientales y socioeconómicos, detectar si los cambios en los componentes ambientales se deben a la ejecución del proyecto, y evaluar la efectividad de las medidas de mitigación.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Durante el desarrollo del presente estudio monográfico, se logró identificar las siguientes conclusiones:

1. Las fuentes de abastecimiento del sistema de agua potable de San Marcos son las aguas subterráneas existentes en el subsuelo de las mesetas de Carazo, dispuestas al pie de la cordillera Los Maribios, y sobre la cual está edificada la ciudad.
2. Los estudios hidrogeológicos de la llanura referida, confirman la existencia, a lo largo y ancho de la misma, de un reservorio (acuífero o depósito) regional de gran potencial (567 MMC). La recarga del acuífero es abundante, debido a la alta precipitación en la zona y a la alta permeabilidad que, caracteriza a los materiales rocosos presentes en la superficie y en el subsuelo del área.
3. El agua subterránea, a grandes profundidades, debajo de la superficie del terreno (50-100 m), más las características del material acuífero, y la alta eficiencia (capacidad específica o caudal específico) de los pozos, hace posible la explotación muy cara de las aguas subterráneas. La superficie freática del área está descendiendo regionalmente, a causa de la explotación intensiva a la que está siendo sometido el acuífero.
4. Desde el punto de vista del contenido mineral, en general, las aguas subterráneas de la llanura son idóneas para el consumo humano; sin embargo, dado que, la llanura es una zona de agricultura extensiva e intensiva, en donde se hace uso en gran escala de agroquímicos, existe el peligro potencial de que se contaminen.

5. La revisión de los antecedentes geológicos, hidrogeológicos y constructivos de los pozos perforados hasta ahora, indica que, existe la posibilidad de conseguir rendimientos o caudales de 1,500 gpm (340.5 m³/h), con pozos perforados de 350 pies (107 m) de profundidad, revestidos con tuberías ciegas y rejillas metálicas de 14" de diámetro. Las rejillas serán de acero inoxidable, y de ranuras continuas, con abertura (slot 60).
6. No existe un pozo perforado cerca de esta zona, por lo que, no habrá ninguna interferencia entre el pozo a rehabilitar y pozos cercanos.
7. La alternativa propuesta de este mejoramiento que, se llevará a cabo en la comunidad, estará conformado por: Rehabilitación del pozo perforado, ampliación de la línea conducción, un nuevo tanque de almacenamiento, de 32.000 galones; y, 1,820 m de red de distribución de PVC, la que funcionará por medio de ramales abiertos, válvulas principales, y conexiones domiciliarias.
8. La población actual, según el estudio socioeconómico, corresponde a una población de 1,011 habitantes; al culminar el período de diseño de 20 años, la población servida, será de 2,215 habitantes.
9. El diseño hidráulico se realizó con el programa Epanet 2.0; y, comparado con la hoja de cálculo de Excel, dando como resultado, presiones y velocidades similares, las cuales están dentro de los rangos establecidos por las normas de INAA.
10. La fuente tiene la capacidad de abastecer los requerimientos de la población proyectada, y una calidad que, no presenta grado de contaminación, según los análisis realizados. El tratamiento de

desinfección que se le dará al agua, será por medio del proceso de cloración.

11. El costo total de inversión asciende a 15,775,278.78 C\$, equivalentes a 514,731.69 US\$.

12. La evaluación del impacto ambiental se realizó en base a la Ley General del Medio Ambiente (Ley 217), aplicando el SISGA del FISE.

13. Se determinó los siguientes impactos:

- Impactos negativos en la etapa de construcción.
- Impactos positivos en la etapa de construcción.

5.2 Recomendaciones

Para la ejecución del mejoramiento del sistema de agua potable en la comunidad San Pedro de los Molinas, es muy importante que la alcaldía de San Marcos y los miembros del CAPS tomen en cuenta las siguientes recomendaciones:

1. Se deberá reconfirmar la calidad del agua de la fuente mediante el análisis físico-químico y bacteriológico para evitar alguna contaminación durante la construcción del proyecto.
2. Una vez construido el sistema de agua potable, se brindará capacitación técnica sobre hábitos higiénicos, a través de la educación ambiental, lo que contribuirá a mantener el cuidado y protección de la fuente.
3. No permitir el consumo de agua sin cloración, para evitar que se presenten enfermedades en la comunidad.
4. Para que el sistema preste un buen servicio, es importante que se cumpla la guía de mantenimiento y operación, para mantener el buen funcionamiento del sistema de agua potable.
5. Garantizar personal de mano de obra calificado para la construcción del sistema y contratar ingeniero de supervisión para que se aplique las especificaciones técnicas contenidas en los planos.
6. Garantizar el pago de la tarifa del servicio, lo cual servirá para sostener y mantener los costos de operación y mantenimiento del sistema durante su período de diseño.

7. Para disminuir los posibles impactos negativos ocasionados al medio ambiente, debido a la ejecución del proyecto, se debe cumplir con lo establecido en la unidad de evaluación ambiental.

VI. BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS

ENACAL. Normas y Procedimientos Técnicos para la Implementación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento en el Sector Rural.

Alcaldía Municipal de San Marcos Plan Estratégico de Desarrollo.

Normas Técnicas INAA.

Diseño de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable en el Medio Rural y Saneamiento Básico Rural.

Manual de Hidráulica J. M.

Acevedo Netto-Guillermo Acosta Álvarez 1975, Editorial HARLA S.A.

Apuntes de Ingeniería Sanitaria Hidráulica 2-Diseño de Abastecimiento de Agua Potable.

Fondo de Inversión Social de Emergencia (FISE 2010). Catálogo de Etapas y Sub-Etapas. Managua, Nicaragua: Nuevo-FISE. División de Desarrollo Institucional.

6.1. Webgrafía

<http://www.inaa.gob.ni/Documentos/Ambiental/Normas%Alc.pdf>

<http://www.enacal.gob.ni>

<http://www.inide.gob.ni>

<http://www.alcaldiadesanmarcos.com.ni>