



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

**“AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL
CASCO URBANO Y SUS COMUNIDADES ADYACENTES, DEL
DISTRITO DE TEPECOYO, MUNICIPIO DE LA LIBERTAD OESTE,
DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD”.**

**PARA OPTAR AL GRADO DE:
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADO POR:

Br. Escobar Águila, Gerardo Antonio

Br. García Águila, Marco Napoleón

SANTA TECLA, SEPTIEMBRE DE 2025



AUTORIDADES UNIVERSITARIAS

ING. ROSENDO MAURICIO SERMEÑO PALACIOS
RECTOR

DR. FRANCISCO ALFREDO CARRILLO LAREYNAGA
VICE-RECTOR

ING. ROOSELVET ADOLFO OSORIO
SECRETARIO GENERAL

LIC. CARLOS ALBERTO COCA MUÑOZ
FISCAL

ING. MAURICIO ANTONIO AGUIRRE ORELLANA
DECANO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

ING. MAURICIO ANTONIO AGUIRRE ORELLANA
DIRECTOR DE ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

SANTA TECLA, SEPTIEMBRE DE 2025



ASESOR

Ing. Fausto Núñez

JURADO EVALUADOR

Ing. Luis Alfredo Alvarenga Tejada

Ing. Mauricio Antonio Aguirre Orellana

Ing. Nelson Alfredo Aragón Funes

SANTA TECLA, SEPTIEMBRE DE 2025

UNIVERSIDAD TÉCNICA LATINOAMERICANA

ACTA DE CALIFICACIÓN DE
DEFENSA DE TRABAJO DE GRADUACIÓN

No. TRES MIL QUINIENTOS TREINTA Y DOS

A las diecisiete horas del viernes veintiséis de septiembre de dos mil veinticinco. Reunidos los Miembros del Tribunal Examinador del Trabajo de Graduación presentado por GERARDO ANTONIO ESCOBAR AGUILA en el salón de sesiones de la UNIVERSIDAD TÉCNICA LATINOAMERICANA. Se procedió:

PRIMERO: Que habiendo analizado el Trabajo de Graduación titulado:

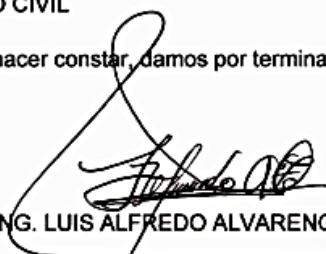
"AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASCO URBANO Y COMUNIDADES ADYACENTES, DEL DISTRITO DE TEPECOYO, MUNICIPIO DE LA LIBERTAD OESTE".

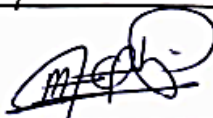
Se dio por aprobada, la parte escrita.

SEGUNDO: Que, con base a dicha aprobación de la parte escrita, se procedió a instalar la respectiva defensa oral del trabajo.

De conformidad a los resultados en dicha defensa, este Tribunal Examinador acuerda dar por APROBADA, con una calificación de ~~SIETE PUNTO NUEVE (7.9)~~, el Trabajo de Graduación presentado por el alumno arriba detallado obteniendo a partir de esta fecha su calidad de: INGENIERO CIVIL

No habiendo más que hacer constar, damos por terminada el acta que firmamos.


ING. LUIS ALFREDO ALVARENGA TEJADA


ING. MAURICIO ANTONIO AGUIRRE ORELLANA


ING. NELSON ALFREDO ARAGON FUNES


ING. ROOSELVEY ADOLFO OSORIO
SECRETARIO GENERAL



UNIVERSIDAD TÉCNICA LATINOAMERICANA

ACTA DE CALIFICACIÓN DE
DEFENSA DE TRABAJO DE GRADUACIÓN

No. TRES MIL QUINIENTOS TREINTA Y TRES

A las diecisiete horas del viernes veintiséis de septiembre de dos mil veinticinco. Reunidos los Miembros del Tribunal Examinador del Trabajo de Graduación presentado por MARCO NAPOLEON GARCIA AGUILA en el salón de sesiones de la UNIVERSIDAD TÉCNICA LATINOAMERICANA. Se procedió:

PRIMERO: Que habiendo analizado el Trabajo de Graduación titulado:

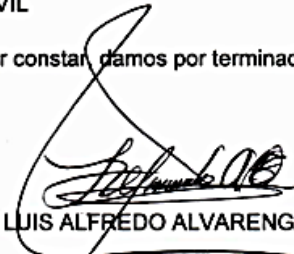
"AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASCO URBANO Y COMUNIDADES ADYACENTES, DEL DISTRITO DE TEPECOYO, MUNICIPIO DE LA LIBERTAD OESTE".

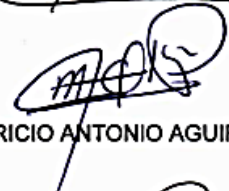
Se dio por aprobada, la parte escrita.

SEGUNDO: Que, con base a dicha aprobación de la parte escrita, se procedió a instalar la respectiva defensa oral del trabajo.

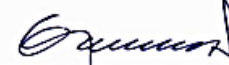
De conformidad a los resultados en dicha defensa, este Tribunal Examinador acuerda dar por APROBADA, con una calificación de OCHO PUNTO SEIS (8.6), el Trabajo de Graduación presentado por el alumno arriba detallado obteniendo a partir de esta fecha su calidad de: INGENIERO CIVIL

No habiendo más que hacer constar, damos por terminada el acta que firmamos.


ING. LUIS ALFREDO ALVARENGA TEJADA


ING. MAURICIO ANTONIO AGUIRRE ORELLANA


ING. NELSON ALFREDO ARAGON FUNES


ING. ROOSELVEY ADOLFO OSORIO
SECRETARIO GENERAL



Agradecimientos

Primero, a Dios, que sin la ayuda de él no hubiera sido posible concluir este objetivo. A nuestra familia, que nos apoya en cada paso que damos. A todas las personas que nos han influenciado de forma positiva, brindándonos su apoyo y conocimiento profesional a lo largo de la investigación.

Agradecemos a nuestro asesor, Ing. Fausto Núñez, quién nos guió, nos dio su apoyo desde el primer día de la investigación. Nos instruyó para que la investigación fuera un éxito.

A N. G. Ingenieros S. A. de C. V. y sus ingenieros: Saúl López y Kevin Zepeda, por poner a nuestra disposición sus recursos y herramientas para poder realizar la investigación de campo.

A la Alcaldía de Tepecoyo, La Libertad, quienes abrieron sus puertas y nos apoyaron con todo lo que necesitamos a lo largo de la investigación.

A la Universidad Técnica Latinoamericana, por darnos una educación integral y profesional en la facultad de Ingeniería Civil.

Muchas gracias.

Gerardo Antonio Escobar Águila

Marco Napoleón García Águila

Dedicatoria

Dedico este trabajo a Dios, que siempre ilumina y protege mi camino. Que me ha bendecido con la oportunidad de realizar este trabajo y poder culminar mi carrera.

A mis padres, Carmen Haydee Águila de García por motivarme a dar siempre lo mejor de mí con su ejemplo y esfuerzo. A Marco Napoleón García Soto por ser un ejemplo para seguir, por darme su apoyo incondicional para llegar a ser una persona de éxito.

A mis hermanos, que con su amor y cariño me motivan a ser mejor, ellos han sido mis primeros compañeros.

A mi esposa que siempre me da ánimos para ser perseverante, a no rendirme y salir adelante en cada uno de mis retos.

A mi familia, que son pilar fundamental en mi formación como persona, estudiante y profesional. Me han dado su apoyo en todos los proyectos de mi formación y en este no han sido la excepción.

A mis amigos, que en momentos esenciales han estado presentes con su apoyo incondicional.

Marco Napoleón García Águila

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	11
1. Capítulo I: Generalidades	14
1.1 Título descriptivo de la investigación	14
1.2 Acueductos antecedentes	14
1.3 Descripción del problema	15
1.4 Formulación del problema	16
1.5 Importancia de la investigación	17
1.6 Justificación	17
1.7 Alcances del proyecto	18
1.8 Limitantes	18
1.9 Delimitación del problema.....	18
1.10 Objetivos	19
1.11 Marco de referencia	19
1.12 Fundamentos socioeconómicos	20
1.13 Fundamentos normativos, jurídicos, medioambientales e históricos.....	21
2. Capítulo II: Marco conceptual	23
2.1 Definiciones y Conceptos	23
2.2 El Agua como necesidad hídrica de la población	23
2.3 Sistemas de captación de aguas en general.....	24
2.4 Aprovechamiento de los recursos hídricos	25
2.5 Normativa local sobre diseño de acueductos	26
2.6 Impacto ambiental.....	26
2.7 Legislación pertinente	27
3. Capítulo III: Investigación de campo.....	29
3.1 Investigación de Campo.....	29
3.2 Censos poblacionales	30
3.3 Proyecciones poblacionales	31
3.4 Topografía.....	31
3.5 Diagnóstico general del sistema de agua potable	32
3.6 Diagnóstico de estructuras electromecánicas existentes.....	37
3.7 Cobertura geográfica del sistema actual en funciones.....	37

3.8	Alcance hídrico del sistema de agua potable	37
3.9	Deficiencias identificadas	37
4.	Capítulo IV: Análisis e interpretación de resultados	40
4.1	Análisis de los resultados obtenidos de la examinación del sistema actual.....	40
4.2	Interpretación de las soluciones a proponer a partir del estado del sistema actual...	43
4.3	Métodos para reducir el efecto del golpe de ariete.	57
4.4	ESPECIFICACIONES PARA LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION.....	63
4.5	FORMULAS A UTILIZAR PARA EL CÁLCULO DE LA POBLACIÓN	64
4.6	PERIODO DE DISEÑO Y VIDA UTIL DE PROYECTO.....	64
4.7	ESTUDIO DE DEMANDAS	66
4.8	VARIACIONES DE CONSUMO	67
4.9	CALCULO DE CAUDALES PARA EL DISEÑO.....	67
4.10	DISEÑO DE LA BOMBA DE BOMBA SUMERGIBLE PARA POZO.....	71
4.11	DISEÑO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO	76
4.12	PROPUESTA DE EQUIPO DE BOMBEO Y LINEA DE IMPELENCIA.....	80
4.13	EQUIPO DE CAPTACION A TANQUE DE ALMACENAMIENTO.....	81
5.	Capítulo V: Conclusiones y recomendaciones	86
5.1	Conclusiones	86
5.2	Recomendaciones	87
	BIBLIOGRAFÍA	88
	ANEXOS	89

INTRODUCCIÓN

El agua es un recurso vital para todo ser humano, sin embargo, en la actualidad, aún existe una gran parte de la población que no tiene acceso al agua de forma continua y de calidad. El Salvador no es la excepción ya que todavía se tienen muchos municipios sin acceso a este vital líquido. Actualmente existen diferentes sistemas de agua potable, los cuales pueden variar dependiendo de la fuente de donde se extrae el agua o la forma en la que se abastece a la población; para diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable es importante determinar factores como la cantidad de agua necesaria a suministrar, la capacidad del sistema, la calidad del agua disponible en la fuente a utilizar, y el presupuesto para la construcción del sistema de abastecimiento.

Dependiendo de la fuente y de la topografía del lugar, se pueden tener dos tipos de sistemas de abastecimiento: por gravedad y por bombeo. En los sistemas por gravedad, el agua cae por la acción de la fuerza de la gravedad desde una fuente elevada ubicada en cotas superiores a las de la población a beneficiar; entre las ventajas de este sistema es que el costo es menor ya que no se tienen gastos de bombeo, el costo de mantenimiento también es menor, la presión del sistema se puede controlar con mayor facilidad e incluso en los sistemas diseñados por bombeo, suelen distribuir el agua por gravedad a partir de un punto determinado. En los sistemas por bombeo, la fuente de agua se encuentra localizada en elevaciones inferiores a las poblaciones de consumo, siendo necesario transportar el agua mediante sistemas de bombeo a reservorios de almacenamiento y regulación ubicados en cotas superiores al centro poblado, sin embargo, estos sistemas son más costosos en cuanto a inversión y mantenimiento debido al equipo que involucra para las líneas de succión, bombas, y tanques de almacenamiento.

Cuando se implementa un sistema de agua potable a una determinada población, se generan diferentes beneficios, de manera directa como lo es el acceso estable al recurso más vital que tiene el ser humano entre otros beneficios más discretos, encaminados hacia el crecimiento social y humanitario. Para el PNUD, el desarrollo y la riqueza parten de qué tan cubiertos tiene la población sus necesidades básicas, esto contribuye al crecimiento humano de la sociedad. El agua se vuelve un eje fundamental para el desarrollo sostenible de la sociedad. Con ella, las poblaciones beneficiadas se vuelven menos pobres, ya que se les asegura un recurso básico de supervivencia. Se incrementa su salud y bienestar porque cuentan con agua potable para cocinar y consumir. Genera una reducción de la desigualdad de la sociedad, sobre todo en un país como El Salvador en el que los índices de desigualdad son grandes. El impacto social de este tipo de proyectos en

los que se le asegura a la población un abastecimiento constante y de calidad hace que las oportunidades de las comunidades vulnerables crezcan. Por lo tanto, además de ser una oportunidad de trabajo, este tipo de obras se vuelve una responsabilidad social porque para salir adelante es necesario reducir la desigualdad y asegurarle a la población el mínimo de recursos vitales para poder generar una sociedad más sostenible en el tiempo.

CAPÍTULO I:

GENERALIDADES

1. Capítulo I: Generalidades

1.1 Título descriptivo de la investigación

Ampliación y mejoramiento del sistema de abastecimiento y distribución de agua potable para el casco urbano y sus comunidades adyacentes, del municipio de Tepecoyo, departamento de La Libertad.

1.2 Acueductos antecedentes

Desde 1930, las alcaldías eran quienes se encargaban de controlar y administrar los Acueductos y Alcantarillados de El Salvador, Existía una dependencia del Ministerio de Obras Públicas llamado Departamento de Obras Hidráulicas, instalado en un pequeño local en el centro de San Salvador, este se encargaba del mantenimiento y ampliaciones del servicio de agua potable; en esta oficina trabajaban aproximadamente diez personas: Un Ingeniero en jefe, cinco Cadeneros (empíricos) , un archivador, dos Topógrafos y una secretaria. Posteriormente el Departamento de Obras Hidráulicas se convirtió en Dirección de Hidráulica, esto le permitió incrementar su personal; En el año de 1943 se convirtió en Dirección General de Obras Hidráulicas, transformándose ésta, en una oficina independiente del Ministerio de Obras Públicas.

Para el año de 1949 se declaró la nacionalización de los mantos acuíferos; para 1950 se da la nacionalización del subsuelo, con lo cual todo lo que se encuentra en esas áreas, incluyendo las aguas subterráneas, se convierten en bien nacional.

En 1961, se dieron los primeros pasos para la formación de una nueva institución de carácter autónoma de servicio público, con el objetivo esencial de proveer a los habitantes de la República de tan preciado líquido.

La creación de dicha Institución autónoma se debió a las exigencias del incremento poblacional debido a la migración en busca de mejores oportunidades de las personas que emigraron de la zona rural al área metropolitana, las cuales confiaban gran parte de sus necesidades de servicios de agua a entidades autónomas que se encargaban de cumplir en sustitución del gobierno, ya que este no podía o se le hacía difícil cubrir. Con este propósito se buscaba entonces servir a la comunidad con un nivel más alto de eficiencia, fue así como el 17 de octubre de 1961, según decreto 341 del directorio cívico militar de El Salvador se creó La Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA), el 19 de octubre de 1961 fue publicado en el Diario Oficial la ley de ANDA.

El sistema de distribución de agua potable del municipio de Tepecoyo fue planificado y edificado hace aproximadamente 25 años, partiendo de la norma de ANDA que establece el período de diseño como 20 años, este sistema ya ha superado su período de vida útil, por lo que es necesario un replanteo de la obra, así como un nuevo dimensionamiento de las obras de abastecimiento para el beneficio de la población.

El origen del problema del abastecimiento del municipio se da debido al crecimiento poblacional debido a dos factores: el primero es que la estimación del crecimiento poblacional no es una medida exacta y que puede quedarse pequeña si el aumento poblacional empieza a darse a una tasa mayor a la considerada en diseño; el segundo factor son esos 5 años transcurridos posterior al período de diseño, ya que al pasar un año la población aumenta considerablemente, pasados los considerados este aumento es aun más significativo e influyente, ya que la cantidad de población va directamente relacionada con la demanda de agua; en un principio el sistema era eficiente, no era necesario que trabajara todo el día y siempre contaba con agua, luego, se agregaron tres tanques más para las nuevas comunidades y actualmente se necesita conectar dos nuevos, lo cual genera la problemática principal: el sistema original ya no cuenta con un caudal y capacidad suficiente para todos los tanques agregados, ni para los que se desean agregar.

Por lo tanto, estas situaciones convierten provocan que el sistema sea insuficiente y poco eficiente para las demandas actuales, y esto empeora con las nuevas que se le quieren añadir, pues su capacidad ya ha sido superada por dichas demandas actuales y futuras.

1.3 Descripción del problema

El municipio de Tepecoyo, en La Libertad, actualmente cuenta con un sistema de abastecimiento incapaz de brindar el servicio a todas las comunidades que dependen del adecuado funcionamiento de este. La incapacidad del sistema de cubrir todas las demandas actuales de abastecimiento no puede atribuirse a una mala planificación pues aún si su dimensionamiento original hubiera sido realizado erróneamente, el período de vida útil del mismo ya ha sido superado, por lo que, independientemente a la adición de más tanques o al crecimiento poblacional, el sistema ya se encontraba en un período en que debe de ser intervenido para realizar un nuevo estudio de las capacidades de aforo de la fuente. Debido al tiempo fuera del período de vida útil y demás factores que han aumentado la demanda, el sistema se encuentra trabajando de forma imparale a su máxima capacidad y a pesar de ello no logra satisfacer las demandas del líquido.

Además, el aumento de la población no se da en puntos considerados o planificados, ya que las personas buscan habitar en dónde les sea posible, por lo que se generan aumentos poblacionales además en comunidades alejadas al punto central de abastecimiento, esto ha llevado a eventualmente ir añadiendo tanques para el abastecimiento de estas comunidades, aprovechando el sobredimensionamiento inicial que el sistema tuvo que tener y aprovechando esa capacidad excedente que alguna vez se tuvo, sin embargo, en la actualidad estas adiciones y las demandas proyectadas del sistema lo han dejado obsoleto para cumplir su función de manera eficaz y efectiva.

Actualmente, el municipio carece de un servicio constante de agua y se encuentra en la necesidad de solventar el problema actual ya que además tiene nuevos sectores de la población que necesitan incorporarse para recibir el líquido. Para la administración, es un problema que ha crecido con el tiempo y que ha llegado a un punto donde no es sostenible por lo que necesitan una solución urgentemente. Además de la incapacidad de abastecimiento, los diferentes componentes del sistema requieren de mayores mantenimientos, cambios y repuestos, dado que, al trabajar al máximo de su capacidad, la probabilidad de desperfectos aumenta y, para evitar una falla debido a los componentes del sistema, el mantenimiento del mismo es algo que no se debe olvidar al momento de hacer ampliaciones o adiciones al sistema de abastecimiento.

Por lo tanto, el desabastecimiento genera un problema para la población de Tepecoyo, que al tener que enfrentarse a problemas de necesidad básica, limita su capacidad de crecimiento y su desarrollo como municipio. Dado que existe un sistema original funcionando en la actualidad, las soluciones a este desabastecimiento se pueden basar en lo que ya experimenta el municipio.

1.4 Formulación del problema

Un sistema con insuficiente capacidad de abastecimiento se vuelve un problema para la población que se beneficia de este, ya que, a pesar de que pueden tener acceso al agua, no cuentan con un flujo constante ni con una cantidad suficiente diaria. En este sentido, el sistema que debería ser la solución al abastecimiento de la población se ha vuelto el problema, este tipo de situaciones tienden a solucionarse a partir del replanteo de uso de la fuente de agua, ya que se necesita conocer las condiciones actuales de esta como punto de partida para el dimensionamiento de las obras que permitan la mejoría del funcionamiento del sistema.

En este caso se cuenta con dos pozos: el actual del sistema en operaciones y uno adicional que se ha perforado en el terreno de la par. Evaluando el pozo actual, se podrá tener las condiciones

iniciales que cuantifican los valores que se tienen actualmente para comenzar a evaluar las posibles soluciones a la problemática. Esto permite trazar un diagnóstico inicial de la fuente que explotamos, permite conocer si es posible aumentar la capacidad de la bomba, si se dan las condiciones para que el sistema pueda soportar un aumento y si es viable hacerlo. Por otra parte, se tiene la posibilidad de que si el pozo secundario cumple con un caudal necesario para suplir la demanda, da la posibilidad de clausurar el que está en operaciones y pasar todo el sistema al otro pozo. Una vez se pueda tener la información del estatus actual del sistema, se iniciará con la evaluación del segundo pozo y de las alternativas más viables para las condiciones y que solventen la problemática del abastecimiento.

1.5 Importancia de la investigación

La investigación presenta sus mayores impactos y, por tanto, su importancia mayor, en las mejoras directas de abastecimiento que tendrían las poblaciones beneficiadas; es una aplicación directa de los conocimientos de abastecimiento para un mejor sistema para las personas afectadas, la solución de la problemática se podrá utilizar como experiencia para futuros en qué estos abastecimientos insuficientes se vuelvan a dar.

1.6 Justificación

Se necesita evaluar las diferentes opciones para mejorar el sistema y llevarlo a un uso eficiente; se tiene un terreno propiedad de la municipalidad donde se encuentra el pozo actual y uno secundario. Al pozo secundario se le hará un aforo para determinar el caudal disponible para el sistema de abastecimiento, este se encuentra ubicado al frente del sitio del pozo existente y al final de la calzada, lindando con el río Shuita que vierte de la parte alta de Tepecoyo hacia la zona de Ateos.

Dentro de las premisas de los sistemas de agua potable se encuentran: El cumplimiento de los objetivos de Desarrollo sostenible del PNUD, que entre ellos y de forma directa pudiese focalizarse el seis “Agua limpia y saneamiento”, no sin dejar por fuera los que pudiesen relacionarse entre ellos, tras el objetivo último que es la calidad de vida de los pobladores a partir de la seguridad de los recursos ambientales.

Del informe de los Objetivos de Desarrollo sostenible del PNUD, se obtiene lo siguiente: Objetivo 6, Agua limpia y saneamiento.

1.7 Alcances del proyecto

- Presentar una propuesta de diseño de sistema de abastecimiento de agua para la población de Tepecoyo, a partir de las consideraciones hidráulicas con que se puede trabajar.
- Elaborar propuesta donde se presente el diseño del sistema de agua potable asistiéndonos de hojas de cálculo en Excel, cálculo de perdidas, presiones, velocidades con softwares de apoyo.
- Presentación de aforo y levantamiento de información importante.
- Elaboración de presupuesto y tiempo de ejecución de las obras de abastecimiento y sanitarias.

1.8 Limitantes

- Los datos poblacionales pueden tener un incremento diferente a los conocidos mediante el último censo disponible, esto puede generar una consideración menor de la población actual para el diseño a futuro.
- Las capacidades de abastecimientos actuales pueden tener diferencias con la realidad ya que por la brevedad del período de estudio hace necesario hacer uso de fuentes de información de años anteriores.
- La calidad del agua puede sufrir cambios negativos de acuerdo con el cuidado que se le brinde, no se tiene seguridad que la calidad seguirá siendo óptima para el consumo humano al finalizar el período de diseño.

1.9 Delimitación del problema

El estudio del tema se limita al dimensionamiento de la línea de impelencia (bombeo y rebombeo), diagnóstico del pozo existente, aforo del pozo secundario y sus potenciales hídricos. La ubicación geográfica de la investigación será en la zona del casco urbano de Tepecoyo, La Libertad. El desarrollo del presente proyecto de investigación será llevado a cabo durante los meses de marzo a octubre del corriente año. Los conocimientos a aplicar se toman a partir de las ramas de abastecimiento, que involucran otras ramas de la ingeniería civil, y que permiten que se realicen todos los estudios necesarios para verificar los planteamientos a realizar, se limita a una aproximación teórica debido a que se dimensionará la alternativa sin llevar a cabo una edificación real.

1.10 Objetivos

1.10.1 Objetivo general

- Proponer una alternativa de solución al problema del abastecimiento en el municipio de Tepecoyo, La Libertad de acuerdo a las condiciones actuales.

1.10.2 Objetivos específicos

- Evaluar el estado actual de los pozos existentes para la actualización del sistema de agua potable en base al aumento poblacional.
- Realizar un diagnóstico de la demanda actual y determinar si el caudal de explotación será factible en el periodo de vida útil del sistema de agua potable.
- Verificar y evaluar los equipos de bombeo y su vida útil, procurando realizar propuestas viables con base a las nuevas necesidades.

1.11 Marco de referencia

Los requisitos básicos y esenciales para garantizar la seguridad del agua de consumo humano son una base para la seguridad y cobertura del agua que comprenda protección de la salud establecida por la autoridad competente en materia de salud y medio ambiente, sistemas adecuados y gestionados correctamente (infraestructuras adecuadas, monitoreo correcto y planificación y gestión eficaces), y un sistema de monitoreo, provocaran resultados positivos en el tiempo de vida útil. El acceso al agua es una situación por la cual las autoridades correspondientes deben de abogar para que se beneficie toda la población, pues este recurso trae importantes beneficios que van encaminados hacia el desarrollo, así como otros correspondientes a una mejor higiene y que por tanto tendrán incidencia con el ámbito de la salud de las personas.

Existen entidades encargadas de velar por el correcto cuidado de los recursos hídricos, estos pueden cubrir la inspección de la captación, particularmente, en la ubicación del pozo de explotación y la facultad de autorizar en la captación actividades que pudieran afectar la calidad de la fuente de agua. También puede incluir la verificación y auditoría (vigilancia) de la gestión de sistemas formales de abastecimiento de agua de consumo humano.

En El Salvador, estas entidades tienen establecidas cierto tiempo, y por tanto, tienen sus normativas a seguir, en dónde se limitan a qué aspectos estas intervienen, además de proporcionar la información necesaria para los diseños conforme a la normativa respectiva; en el caso particular, del abastecimiento y mantenimiento de estos sistemas, se tiene la institución Asociación Nacional

de Acueductos y Alcantarillados (ANDA), cuya norma técnica es pública para la verificación de los cumplimientos de sus parámetros para nuevos diseños o modificaciones a anteriores. A partir de ello, se designa a esta institución como la veladora por el derecho del vital líquido, para que así, sea de fácil y eficaz acceso hacia toda la población, siendo este derecho un bien público de acuerdo a la Constitución de la República.

1.12 Fundamentos socioeconómicos

Los fundamentos del desarrollo socioeconómico se basan a partir de la verificación actual de la población, mostrada en el Cuadro 1, mediante el cual se logra correlacionar la cantidad de la población que se tendrá en la zona con las demandas hídricas a satisfacer, de esta forma, se puede también conocer que las poblaciones se beneficiaran económicamente debido al acceso a este líquido de forma más constante y viable, ya que el beneficio del agua va relacionado directamente con el desarrollo que se podrá obtener hacia la población.

LA LIBERTAD: INDICADORES DEMOGRAFICOS POR MUNICIPIO. 2006									
MUNICIPIO	POBLACION 2006	PESO RELATIVO	SUPERFICIE (Km ²)	DENSIDAD DEMOGRAFICA (Hab/Km ²)	TASA DE CRECIMIENTO		TIEMPO DE DUPLICACION (en años)	POBLACION PROYECTADA	
					EXPONENCIAL 2005 - 2006	GEOMETRICA 2005 - 2006		2007	2008
TOTAL	804,134	100	1652.88	486.50	2.47	2.51	28	823,511	842,624
NUEVA SAN SALVADOR	192,132	23.89	112.2	1,712.41	2.90	2.95	24	197,569	202,935
ANTIGUO CUSCATLAN	61,090	7.60	19.41	3,147.35	4.72	4.83	15	63,969	66,906
CIUDAD ARCE	55,298	6.88	86.76	637.37	1.48	1.49	47	56,051	56,754
COLON	91,701	11.40	84.05	1,091.03	3.56	3.63	19	94,919	98,142
COMASAGUA	12,412	1.54	75.05	165.38	0.88	0.89	79	12,550	12,699
CHILTIUPAN	15,175	1.89	96.66	156.99	1.43	1.44	48	15,375	15,561
HUIZUCAR	10,650	1.32	44.33	240.24	0.78	0.79	89	10,745	10,847
JAYAQUE	15,469	1.92	47.53	325.46	1.30	1.31	53	15,653	15,821
JICALAPA	9,584	1.19	42.93	223.25	3.09	3.14	22	9,874	10,162
LA LIBERTAD	51,788	6.44	162	319.68	2.23	2.26	31	52,895	53,967
NUEVO CUSCATLAN	8,775	1.09	15.61	562.14	3.01	3.05	23	9,032	9,287
OPICO	69,551	8.65	218.94	317.67	1.24	1.25	56	70,330	71,043
QUEZALTEPEQUE	63,712	7.92	125.38	508.15	1.35	1.36	51	64,493	65,214
SACACOYO	14,982	1.86	25.22	594.05	2.64	2.68	26	15,366	15,742
SAN JOSE VILLANUEVA	11,260	1.40	32.52	346.25	2.29	2.32	30	11,507	11,747
SAN MATIAS	9,866	1.23	52.53	187.82	1.21	1.22	57	9,974	10,073
SAN PABLO TACACHICO	24,322	3.02	129.48	187.84	0.98	0.98	71	24,524	24,704
TALNIQUE	7,927	0.99	29.72	266.72	0.85	0.85	82	7,980	8,027
TAMANIQUE	16,903	2.10	59.04	286.30	1.95	1.97	35	17,217	17,517
TEOTEPEQUE	15,722	1.96	109.67	143.36	0.92	0.92	75	15,841	15,947
TEPECOYO	12,757	1.59	61.14	208.65	0.91	0.92	76	12,891	13,032
ZARAGOZA	33,058	4.11	22.71	1,455.66	5.13	5.26	14	34,756	36,497

Fuente: Dirección General de Estadística y Censos. División de Estadísticas Sociales (DES)

Cuadro 1: Indicadores Demográficos por Municipio (DES, 2006)

1.13 Fundamentos normativos, jurídicos, medioambientales e históricos

- La investigación estará respaldada según normas de la ANDA Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA), 2014).
- Ley de Medio Ambiente.
- Norma de calidad de agua para consumo humano, Norma Salvadoreña Obligatoria NSO 13.07.01:08. Agua. Agua potable (Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), 2001).
- Parámetros de calidad de agua para consumo humano incluidos en la norma.

CAPÍTULO II:

MARCO CONCEPTUAL

2. Capítulo II: Marco conceptual

2.1 Definiciones y Conceptos

Para poder llevar a cabo la solución a la problemática que se nos presenta, se necesita tener claro las siguientes definiciones:

- ✓ Pozo: Agujero, excavación o túnel vertical que se hace en la tierra para encontrar agua subterránea u otras sustancias.
- ✓ Alcantarilla: Acueducto subterráneo destinado a evacuar las aguas residuales domesticas u otro tipo de aguas usadas.
- ✓ Afluente: Rio secundario que se une a otro rio principal.
- ✓ Red de Agua Potable: Es un sistema de obras de ingeniería que permite llevar agua potable desde el punto de captación hasta el punto de consumo en condiciones aptas para su uso.
- ✓ Abastecimiento de Agua Potable: ES aquella que facilita que el agua avance desde el punto de captación hasta el punto de consumo en condiciones aptas.
- ✓ Estaciones de bombeo: Infraestructuras para transporta agua y proporcionar presión en la red.
- ✓ Planta de tratamiento de agua: Infraestructura diseñada para purificar y desinfectar el agua cruda, convirtiéndola en agua potable segura y de alta calidad.
- ✓ Tanques de almacenamiento: Se utiliza para asegurar el suministro constante de agua.

2.2 El Agua como necesidad hídrica de la población

El agua es una de las necesidades humanas más básicas y es indispensable en casi todas las actividades, como la agricultura, la producción de energía, la industria y la minería. Debido a sus impactos en la salud, la equidad de género, la educación y los medios de sustento, la gestión de este recurso es esencial para lograr un desarrollo económico sostenible y aliviar la pobreza. Sin embargo, el crecimiento de la población y la competencia de los sectores económicos por este vital elemento ejercen una presión sin precedentes sobre los recursos hídricos y dejan una cantidad insuficiente para cubrir las necesidades humanas y preservar los caudales medioambientales necesarios para mantener ecosistemas saludables. Las aguas subterráneas se han agotado en

muchos lugares, lo cual deja a las actuales y futuras generaciones sin reservas para hacer frente a la creciente variabilidad del clima.

Una de las necesidades fundamentales es el uso del agua para la agricultura, el riego es la actividad que más consume agua ya que representa cerca del 70% del volumen de extracción, además, se considera el uso del agua con fines recreativos, lo cual garantiza una mejora social en el lugar.

2.3 Sistemas de captación de aguas en general

Existen 3 tipos: superficial, subterránea o pluvial.

La captación de aguas superficiales como ríos, lagos y embalses es una estructura a nivel del terreno mediante la cual se hace uso y aprovechamiento del agua de la fuente que corresponda, ya sea por gravedad (nivel del terreno) o por bombeo, para garantizar el suministro del recurso a una población. Las características y tamaño de la infraestructura de captación van a depender de la cantidad o caudal de agua que necesite la comunidad. Hay que recordar que las aguas superficiales pueden presentar cierto grado de contaminación por lo que deben ser objeto de una serie de tratamientos que modifiquen sus características físicas, químicas y microbiológicas y hacerla para el consumo humano.

En determinadas zonas, suele ser habitual el abastecimiento por pozos, manantiales, o corrientes subterráneas. La captación de aguas subterráneas se puede realizar mediante:

- Pozos artesianos
- Pozos de Bombeo
- Manantiales

Los pozos artesianos son los que captan agua de un acuífero cautivo. Los acuíferos cautivos son los que se sitúan entre dos capas impermeables y suelen ser ondulados. Estos pozos se caracterizan porque el agua que está sometida a una fuerte presión sale por si sola hasta alcanzar el nivel hidrostático de la región donde se alimenta el acuífero por el principio de los vasos comunicantes.

Los pozos de bombeo son los que captan agua de un acuífero natural. Los acuíferos naturales se alimentan del agua de lluvia infiltrada, debido a que el terreno es permeable. Estos pozos se caracterizan porque el nivel hidrostático está por debajo del suelo y varía con las

estaciones. Por lo que se necesita bombeo para sacar el agua subterránea. Los manantiales se originan cuando el acuífero es cortado por un valle.

Finalmente, la captación de forma pluvial se puede utilizar de forma provisional mediante el almacenamiento de las aguas lluvias de forma directa, por ejemplo, cuando estas caen directamente a un tanque diseñado para almacenar grandes cantidades de agua, un ejemplo grande de esto son algunos sistemas de almacenamiento de viviendas, pues se llenan sus aguas para riego o posterior purificación mediante la captación de las aguas lluvias que reciben estas viviendas, además, hay casos de mayor magnitud como lo es el caso de ciertas presas hidráulicas que (no como fuente única pero si de apoyo) buscan llenarse lo más que puedan a partir de las épocas invernales de la zona.

2.4 Aprovechamiento de los recursos hídricos

En años anteriores, se ha vuelto una necesidad la concientización al ser humano sobre el uso debido del vital líquido, que si bien tiene propiedades de reutilizable y sigue un ciclo que le facilita dicha renovación, puede llegar a ser insuficiente para abastecer a la humanidad si no se cuida adecuadamente. Se han inculcado prácticas de no desperdicio, así como campañas para disminuir o evitar la contaminación a estos recursos, pero la tarea para mejorar la calidad del agua y evitar la crisis del vital líquido, sigue siendo un ámbito al cual se debe de poner mayor atención.

La distribución del agua dulce disponible para el consumo humano es muy variable de región a región. Los recursos hídricos se constituyen en los recursos naturales renovables más importante para la raza humana; la necesidad de una correcta gestión de los recursos hídricos ha dado pie a un sinnúmero de investigaciones en las más diversas áreas, como:

- La geografía, describiendo la disponibilidad espacial;
- La hidrología, determinando su disponibilidad temporal;
- La hidráulica, estudiando el comportamiento físico del agua.
- La ingeniería, intentando modificar y adaptar la disponibilidad espacial y temporal en función de Las necesidades humanas con vistas a su desarrollo, y tratando de conseguir el mayor provecho;
- La ecología, con el fin de reconocer los ecosistemas frágiles, casi siempre relacionados con la presencia o ausencia del agua;
- La administración pública, regulando el uso para el bien común;

- La investigación operacional, compatibilizando usos conflictivos entre sí;
- El derecho, estableciendo y afinando normas y convenios internacionales para el uso del agua en cuencas hidrográficas compartidas por dos o más países;
- La defensa civil, preocupada en el control de eventos catastróficos, muy frecuentemente ligados al agua, cuando hay en exceso, o cuando escasea.

2.5 Normativa local sobre diseño de acueductos

El diseño de los sistemas de abastecimiento en El Salvador se encuentra regulado bajo la normativa:

- NORMAS TECNICAS PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS DE AGUAS NEGRAS DE ANDA.

2.6 Impacto ambiental

La degradación del medio ambiente y la falta de agua limpia plantean retos fundamentales para el desarrollo sostenible. Los avances socioeconómicos no pueden sostenerse si no hay aire limpio para respirar, agua salubre para beber, suelos sanos para la producción agropecuaria y un medio ambiente limpio y estable en el que se sustente el trabajo y la vida.

El agua es un recurso socioeconómico escaso y vital. La creciente demanda de agua para fines tanto domésticos como industriales amenaza la sostenibilidad de las aguas subterráneas, y afecta a la agricultura, la silvicultura, la industria y el agua potable. Es esencial que los recursos hídricos sean gestionados de manera estratégica y sostenible.

El agua subterránea es la principal fuente de agua potable para la mitad de la población mundial. Es importante que los países en desarrollo puedan proteger y optimizar los recursos de agua subterránea que tengan, por limitados que estos sean. El agua subterránea que ha resultado contaminada a consecuencia de actividades relacionadas con el uso de la tierra afecta a la salud pública y al medio ambiente. La industria es la mayor fuente de contaminación del agua en los países en desarrollo. Las escorrentías, especialmente el agua de las inundaciones, son otro importante agente contaminante debido a las muchas sustancias diferentes que, a través de ellas, llegan a los sistemas de agua dulce.

2.7 Legislación pertinente

El servicio de agua potable y saneamiento en El Salvador se encuentra regulado por un marco normativo compuesto de los siguientes cuerpos legales:

- Código de Salud.
- Reglamento sobre la calidad del agua, el control de vertidos y las zonas de protección
- La Ley de Medio Ambiente
- Reglamento especial de aguas residuales
- La Norma Salvadoreña Obligatoria de Agua Potable.⁴¹
- Normas técnicas de diseño Administración Nacional de Acueducto y alcantarillado de aguas (ANDA).

Un sistema de abastecimiento de agua potable es un conjunto de obras que permiten que una comunidad pueda obtener el agua para fines de consumo doméstico, servicios públicos, industrial y otros usos. El agua suministrada debe ser en cantidades suficientes y de la mejor calidad; desde el punto de vista físico, químico y bacteriológico.

Componentes de un sistema de abastecimiento de agua:

- A. Fuente de abastecimiento.
- B. Captación.
- C. Aducción.
- D. Depuración o Tratamiento.
- E. Conducción de agua depurada o tratada.
- F. Almacenamiento.
- G. Red de distribución.
- H. Estaciones de bombeo.
- I. Macro medición.
- J. Acometidas domiciliarias (micro medición).

CAPÍTULO III:

INVESTIGACIÓN DE CAMPO

3. Capítulo III: Investigación de campo

3.1 Investigación de Campo

Hace aproximadamente 25 años se construyó el sistema original y contaba con un pozo de 125 metros de profundidad, con un equipo de bombeo de 15 HP que se encuentra a una profundidad de 33 metros, este extrae el recurso a hacia una cisterna de bombeo de 50 m³ desde donde iniciaba la impelencia original con un diámetro de 6" Ho. Go. Hace 5 años, en el terreno a la par, que es propiedad de la municipalidad, se perforó un nuevo pozo de 250 metros de profundidad, perforado en diámetro de 17.5 pulgadas y entubado en 10 pulgadas.

El proyecto consiste en la revisión, diagnóstico de las condiciones actuales del sistema de abastecimiento de agua potable y las recomendaciones para mejoras de este.

La conducción del agua través de línea de impelencia es de 5,603 metros lineales tubería de 6" Ho Fo, por sistema de bombeo desde un depósito de almacenamiento de 50 m³ ubicado en un terreno de la Comunidad en una altura de 511 msnm, el agua potable se extraerá del pozo y se conducirá atreves de la instalación de tubería de impelencia de HoFo.

El sistema existente ha sido construido de acuerdo con normas técnicas de la Administración Nacional de Alcantarillados Sanitarios ANDA. La aducción del sistema es conducido la línea de impelencia a través de una tubería galvanizada 6" célula 40 desde la caja de succión, el tanque de succión y el sistema de bombeo está ubicado a una altura de 511 msnm, coordenadas , desde este lugar es conducido el agua hasta el tanque de almacenamiento (ver plano de impelencia) la tubería galvanizada está ubicada en terrenos de propietarios de la Comunidad los cuales son los beneficiados con el sistema, y en mutuo acuerdo cedieron el terreno para la ubicación del proyecto que es ubicado aéreo, en lugar que no afecta la circulación peatonal ya que es un camino vecinal. Además, se le realizó el aforo al pozo secundario, dando un resultado de caudal de 410 GPM.



Imagen 1: Inspección de campo de tuberías de equipo de bombeo



Imagen 2: Revisión de tablero eléctrico para equipo de bombeo

3.2 Censos poblacionales

De acuerdo la Dirección General de Estadística y Censos (DIGESTYC), en su publicación “Estimaciones y proyecciones municipales 2005-2020” la población del municipio de Tepecoyo para el año 2020 fue de 16186 habitantes, el crecimiento poblacional que ha tenido en los últimos años, a partir de la información de la tabla, es un aumento alrededor de 0.35% respecto a la

población anterior, por lo que para el corriente año 2023 esta población rondará aproximadamente 16,356 habitantes a partir de la estimación calculada:

MUNICIPIOS	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020
AMBOS SEXOS	707,711	709,693	712,161	715,326	719,406	724,656	731,115	738,843	747,697	757,421	767,687	777,214	786,439	795,004	802,744	809,612
01 - Santa Tecla	131,853	131,588	131,414	131,374	131,506	131,858	132,437	133,255	134,285	135,483	136,791	137,981	139,134	140,189	141,119	141,918
02 - Antiguo Cuscatlán	35,494	35,904	36,326	36,771	37,252	37,781	38,363	39,001	39,688	40,410	41,151	41,841	42,501	43,111	43,662	44,149
03 - Ciudad Arce	64,394	64,680	65,016	65,424	65,923	66,538	67,275	68,139	69,119	70,192	71,330	72,414	73,485	74,510	75,474	76,372
04 - Colón	100,752	102,653	104,551	106,478	108,469	110,564	112,773	115,107	117,546	120,048	122,561	124,875	127,054	129,036	130,789	132,300
05 - Comasagua	13,036	12,903	12,795	12,716	12,669	12,658	12,683	12,744	12,839	12,963	13,112	13,264	13,428	13,597	13,769	13,944
06 - Chilitupán	11,912	11,821	11,746	11,692	11,660	11,654	11,675	11,723	11,796	11,888	11,997	12,100	12,206	12,310	12,409	12,503
07 - Huizúcar	15,589	15,584	15,593	15,619	15,668	15,745	15,850	15,986	16,148	16,331	16,528	16,713	16,893	17,062	17,217	17,357
08 - Jayaque	12,090	11,994	11,920	11,871	11,851	11,862	11,906	11,983	12,091	12,225	12,382	12,540	12,708	12,880	13,053	13,229
09 - Jicalapa	5,536	5,522	5,515	5,515	5,524	5,544	5,575	5,618	5,671	5,733	5,800	5,865	5,929	5,990	6,047	6,100
10 - La Libertad	39,000	38,884	38,803	38,768	38,790	38,882	39,046	39,285	39,589	39,945	40,337	40,696	41,047	41,371	41,662	41,916
11 - Nuevo Cuscatlán	7,307	7,369	7,435	7,506	7,586	7,678	7,780	7,895	8,021	8,155	8,293	8,423	8,547	8,663	8,768	8,862
12 - San Juan Opico	79,853	79,934	80,071	80,290	80,614	81,073	81,670	82,413	83,285	84,258	85,295	86,256	87,188	88,054	88,836	89,529
13 - Quezaltepeque	57,479	57,095	56,747	56,452	56,226	56,085	56,032	56,069	56,181	56,349	56,545	56,677	56,777	56,821	56,799	56,709
14 - Sacacoyo	13,102	13,178	13,258	13,347	13,449	13,568	13,706	13,864	14,038	14,224	14,415	14,587	14,749	14,893	15,017	15,119
15 - San José Villanueva	14,194	14,411	14,634	14,869	15,120	15,392	15,688	16,009	16,352	16,712	17,082	17,433	17,774	18,096	18,396	18,671
16 - San Matías	8,037	7,957	7,884	7,821	7,769	7,731	7,707	7,696	7,698	7,708	7,724	7,732	7,737	7,736	7,728	7,712
17 - San Pablo Tacachico	22,271	22,099	21,954	21,841	21,766	21,736	21,751	21,812	21,915	22,051	22,211	22,358	22,505	22,642	22,765	22,873
18 - Talnique	8,917	8,903	8,897	8,903	8,921	8,956	9,007	9,076	9,160	9,257	9,362	9,459	9,555	9,644	9,726	9,800
19 - Tamanique	14,598	14,592	14,600	14,624	14,669	14,741	14,840	14,967	15,119	15,291	15,476	15,650	15,819	15,979	16,125	16,256
20 - Teotepeque	13,484	13,370	13,280	13,219	13,189	13,195	13,237	13,316	13,429	13,572	13,740	13,909	14,089	14,274	14,461	14,649
21 - Tepecoyo	15,592	15,508	15,439	15,388	15,360	15,361	15,390	15,448	15,532	15,636	15,754	15,858	15,958	16,048	16,124	16,186
22 - Zaragoza	23,223	23,745	24,281	24,838	25,425	26,052	26,722	27,438	28,196	28,988	29,801	30,586	31,356	32,097	32,799	33,459

$$P_{2023} = 16186(1 + 0.0035)^3 = 16355.537992681875 \approx 16356 \text{ habitantes}$$

3.3 Proyecciones poblacionales

Si siguiendo esta tendencia se tendrá para el año 2043:

$$P_{2043} = 16356(1 + 0.0035)^{20} = 17539.800056 \approx 17540 \text{ habitantes}$$

3.4 Topografía

El municipio al estar fundado sobre una colina previene de inundaciones a sus habitantes del casco urbano alto, sin embargo, los de las laderas del casco urbano (denominado casco urbano ajo) están más expuestos al peligro porque a los laterales del municipio corren los principales ríos. Los ríos que atraviesan la extensión territorial del municipio son: El Cedro, Acachapa, Pancoyo, Shutia, Talpunca, Tierra Colorada, Los Laureles y El Pital; las quebradas El Limón, Los Doce Palos, De la Lava, La Trine, El Guamo, El Pacen, La Poza del loro, De Minas, Los encuentros, El Zope, La Cumbrita, Buena Vista y La Quebradona; los zanjones De la Javia, El Asco, El Álsamo, El Matazano, La Bomba, El Zunza, y el Tesoro.

3.5 Diagnóstico general del sistema de agua potable

El pozo en sus condiciones actuales permite observar una deficiencia en la distribución del vital líquido a los diferentes beneficiarios de este sistema, problema reportado por los afectados directamente por el servicio del agua, estos problemas conllevan la falta de abastecimiento de agua potable durante todo el día de forma constante, y considerando que el sistema de abastecimiento actual está mecánicamente bien, su insuficiencia para abastecer radica en la demanda mayor en relación a la producción del sistema.

El sistema de distribución de agua potable del municipio de Tepecoyo, a lo largo del tiempo se ha vuelto insuficiente debido al crecimiento de la demanda de producción y abastecimiento del mismo. Alrededor de 25 años atrás se construyó el sistema original y contaba con un pozo de 125 metros de profundidad, con un equipo de bombeo de 15 HP que se encuentra a una profundidad de 33 metros, este extrae el recurso a hacia una cisterna de bombeo de 50 m³ desde donde iniciaba la impelencia original con un diámetro de 6" de Hierro Fundido (FoFo).

De la cisterna partían dos redes de distribución, una hacia El Mora (Una comunidad que se encuentra a la par de la cisterna) y la siguiente era la línea de impelencia que llegaba a una nueva cisterna de rebombeo ya que el terreno es muy quebrado y con la primera bomba el agua no alcanzaba a llegar al tanque en lo más alto del municipio. Esta cisterna de rebombeo cuenta con una bomba de 75 HP y seguía con su línea de impelencia hasta el tanque principal de 300 m³ en la cima. Desde ahí se distribuía el agua al municipio, siendo el sistema completamente administrado por la alcaldía (Ver Imagen -1).

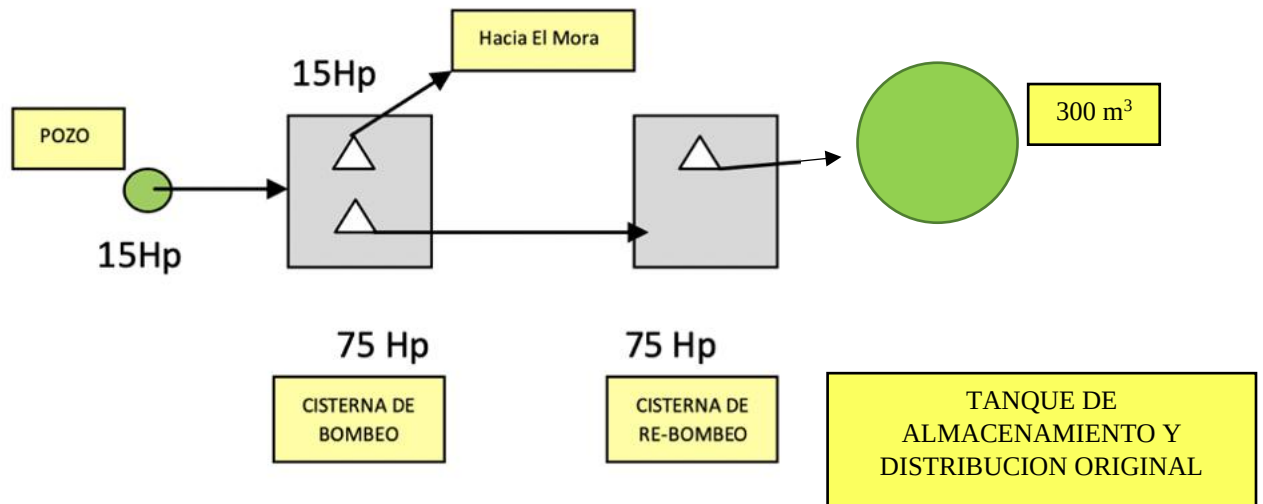


Imagen 3: Esquema de condición actual del sistema de bombeo



Imagen 4: Ubicación actual de tubería de succión en pozo



Imagen 5: Ubicación actual de tanque de almacenamiento y distribución

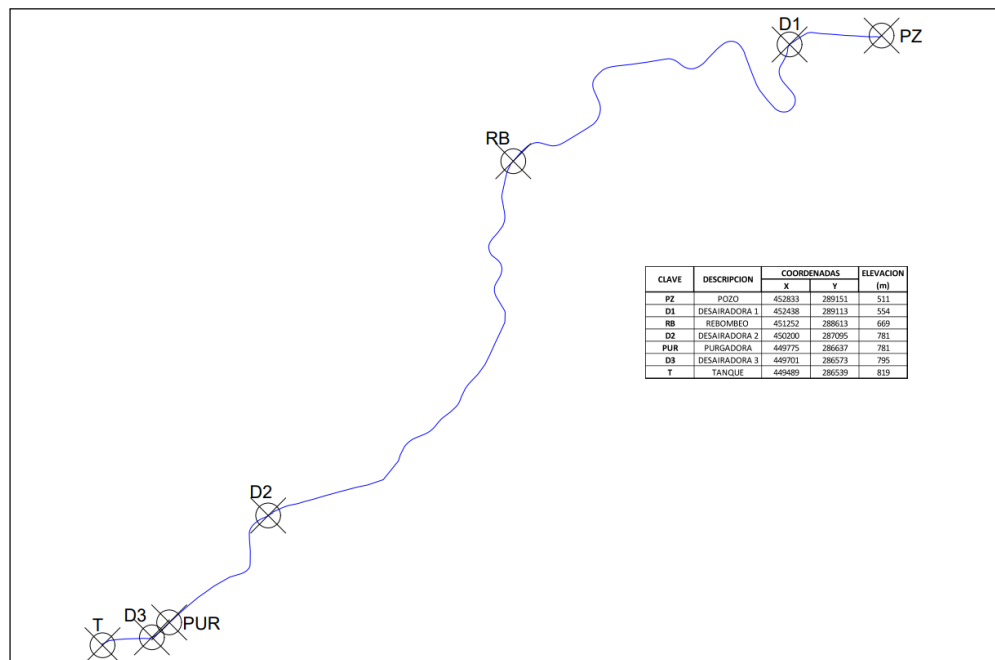


Imagen 6: Ubicación en planta de elementos que conforman el sistema

Dada la necesidad de hacer llegar agua a más lugares se fue ampliando el sistema original, sin embargo, este habría superado su período de diseño y por tanto su efectividad para abastecer no sería suficiente. Este sistema funcionaría de forma constante y eficaz durante sus períodos de diseño, con sus respectivos aumentos poblacionales proyectados y demandas del mismo, pero dicho período ya ha sido superado; debido a los nuevos alcances que se buscaron llegar, se

agregaron tres tanques más para las nuevas comunidades y actualmente se necesita conectar dos nuevos, estos factores del período de diseño superado, además del aumento de la demanda generarán inevitablemente que el sistema se vuelva insuficiente de forma óptima hacia la población. (Ver Imagen 7).

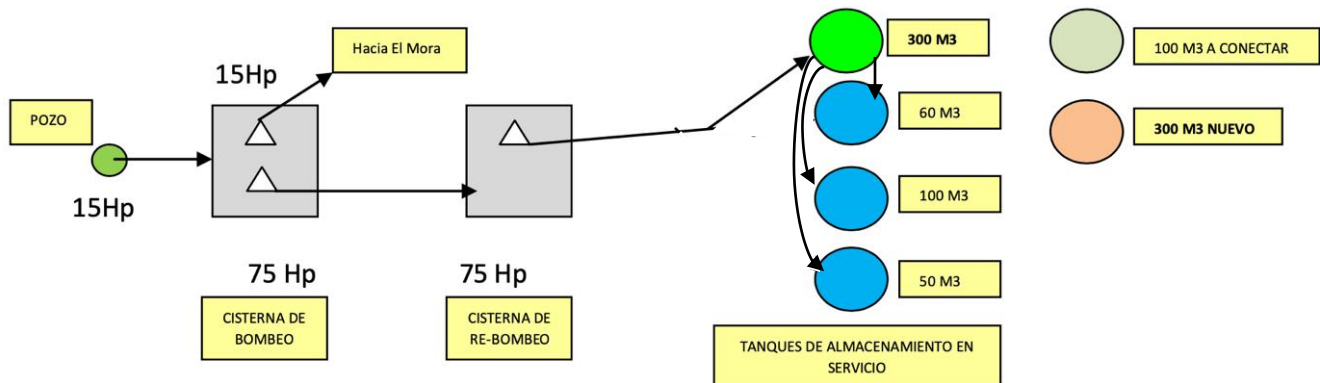


Imagen 7: Esquema de sistema actual de distribución hacia tanques de almacenamiento

SUB SISTEMAS:

	SECTOR	LOTES	TANQUE (M3)	
1	EL MORA	250	100	EXISTENTE
2	EL REFUGIO	200		
3	LA ESPERANCITA	350	100	
4	EL CASTILLO	400	60	
5	LA ESMERALDA	400		A CONECTAR
6	LOS ALPES (EL PINO)*	1000	NUEVO SAP	NUEVO
7	LAS HABIAS	150	LE DA EL PUEBLO	EXISTENTE
8	CASCO URBANO	2000	300	EXISTENTE
	total	4750		

** En Los Alpes existe un tanque antiguo ubicado en el Centro Escolar que únicamente le brinda el servicio a 100 familias, quedando pendientes 900 familias.*

Imagen 8: Sub-sistemas actuales

Por lo tanto, este es un sistema que se encuentra claramente descompensado y trabaja bajo ineficiencias ya que se le ha introducido una demanda mucho mayor a su capacidad de distribución. La justificación de la investigación es de evaluar las diferentes opciones para mejorar el sistema y llevarlo a un uso eficiente. Para la alcaldía sería un gran apoyo formular toda una carpeta técnica con la opción más viable y económica que resuelva el problema de desabastecimiento que tienen por un sistema obsoleto que no puede con la carga que le imponen actualmente.

Tal como se ha planteado en cuanto al sistema actual, la población demandante a satisfacer es la Comunidad El Mora, La Esperancita, El Castillo, Los Alpes (El Pino), Las Habias, y el Casco Urbano. Ya que, aunque existe un sistema de abastecimiento, es deficiente a raíz del mismo crecimiento poblacional en todos los sitios. El establecer la dotación actual y futura es parte de la investigación y de las conclusiones y recomendaciones que se darán al momento de efectuar nuestro trabajo. Es importante mencionar que el problema no es de logística de distribución, ya que tal como se ha investigado a pesar de haber 24 horas de bombeo, el agua no es suficiente para satisfacer la demanda actual ni futura.

Existen diferentes soluciones que se pueden plantear para arreglar el sistema y generar una mayor capacidad. Una de las opciones a evaluar es de realizar un análisis al pozo existente para determinar si las ineficiencias se pueden dar por suciedad y/o fugas. Además, se buscará determinar si el pozo puede generar un caudal de explotación mayor al que cuenta actualmente.

Como otro análisis, se verificará si existe la posibilidad de hacer más profundo el pozo, cambiar la bomba y así aumentar su caudal.

La otra opción por evaluar, en caso el pozo existente no tenga la suficiente capacidad de estabilizar la red existente, es de evaluar el pozo secundario en el lugar. El terreno es propiedad de la municipalidad y con el que se puede contar para utilizar el pozo adicional y lograr la compensación hídrica del sistema múltiple. Se encuentra ubicado al frente del sitio del pozo existente y al final de la calzada, lindando con el río Shuita que vierte de la parte alta de Tepecoyo hacia la zona de Ateos.

El proponer la ejecución del uso del nuevo pozo depende de los datos que se obtengan de la evaluación del pozo existente.

3.6 Diagnóstico de estructuras electromecánicas existentes

Es necesario analizar si los sistemas de bombeo y abastecimiento siguen funcionando adecuadamente, además, verificar si estos son capaces de rendir de la forma continua a la que se necesita estos trabajen a las nuevas capacidades de abastecimiento, esto además para descartar la posibilidad de haber sufrido una sobrecarga, y si fuera necesario aumentar la potencia de bombeo u otra mejoría al mecanismo actual.

3.7 Cobertura geográfica del sistema actual en funciones

La cobertura del sistema es para un total de 2,986 familias, las cuales no gozan actualmente del recurso agua a plenitud, por lo que es importante solventar lo antes posible dicha problemática.

3.8 Alcance hídrico del sistema de agua potable

En este sistema, se tiene como alcance hídrico el poder abastecer de forma constante y eficaz a todas las personas que se benefician del vital líquido, esto involucra el poder asegurar mantener un abastecimiento constante a las personas que ya se benefician del servicio, así como poder brindar el servicio de la misma forma a las nuevas comunidades a beneficiar mediante los tanques proyectados y el sistema adecuado.

3.9 Deficiencias identificadas

Entre las deficiencias encontradas se tiene la falta de mantenimiento continuo al sistema actual ya que, al estar más horas en funcionamiento, se genera un desgaste en las piezas del sistema de bombeo, que necesitan más control por parte de los operadores.

También se agrega la deficiencia de la falta de control de conexiones ilícitas al sistema actual, lo que provoca no saber con exactitud donde se dirige el agua que se está extrayendo.

CAPÍTULO IV:
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE
RESULTADOS

4. Capítulo IV: Análisis e interpretación de resultados

4.1 Análisis de los resultados obtenidos de la examinación del sistema actual

Se procedió a realizar una verificación mediante los cálculos respectivos de las capacidades del sistema y del pozo utilizado como fuente del sistema.

4.1.1 Ubicación

El punto de interés donde se proyecta calcular el caudal máximo para poder verificar la obra hidráulica a utilizar para bombear el agua se encuentra localizado al Nororiente del Centro poblacional.

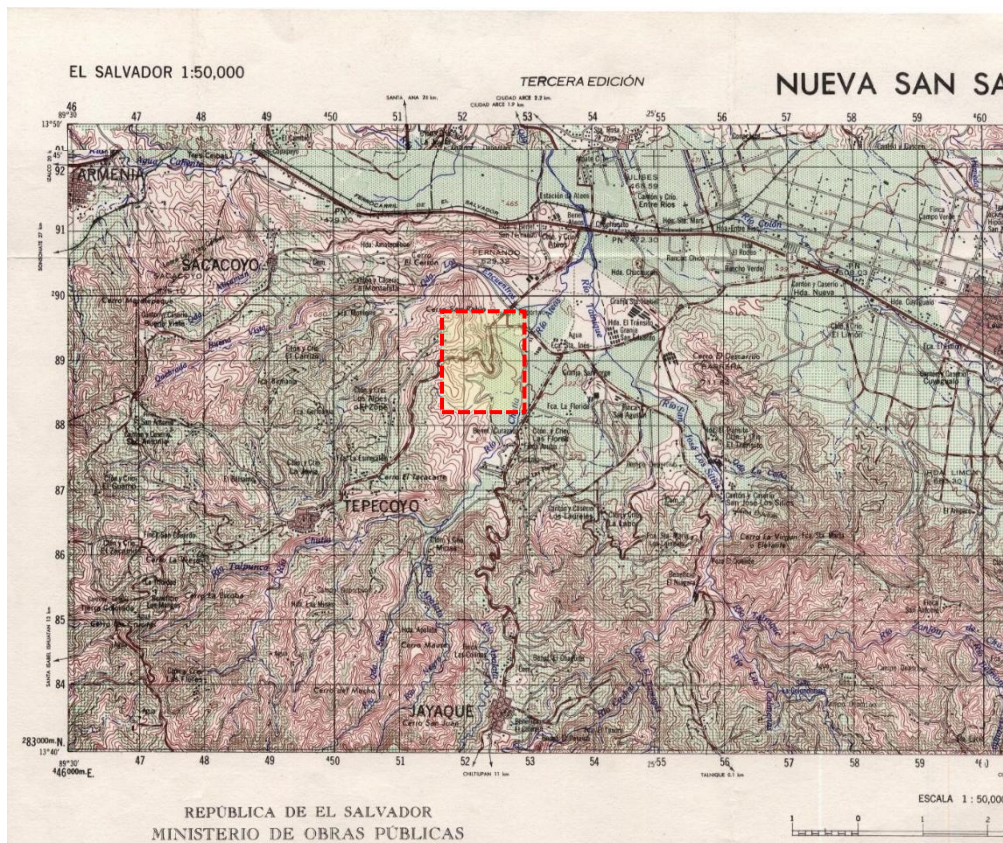


Imagen 9: Mapa de ubicación del proyecto

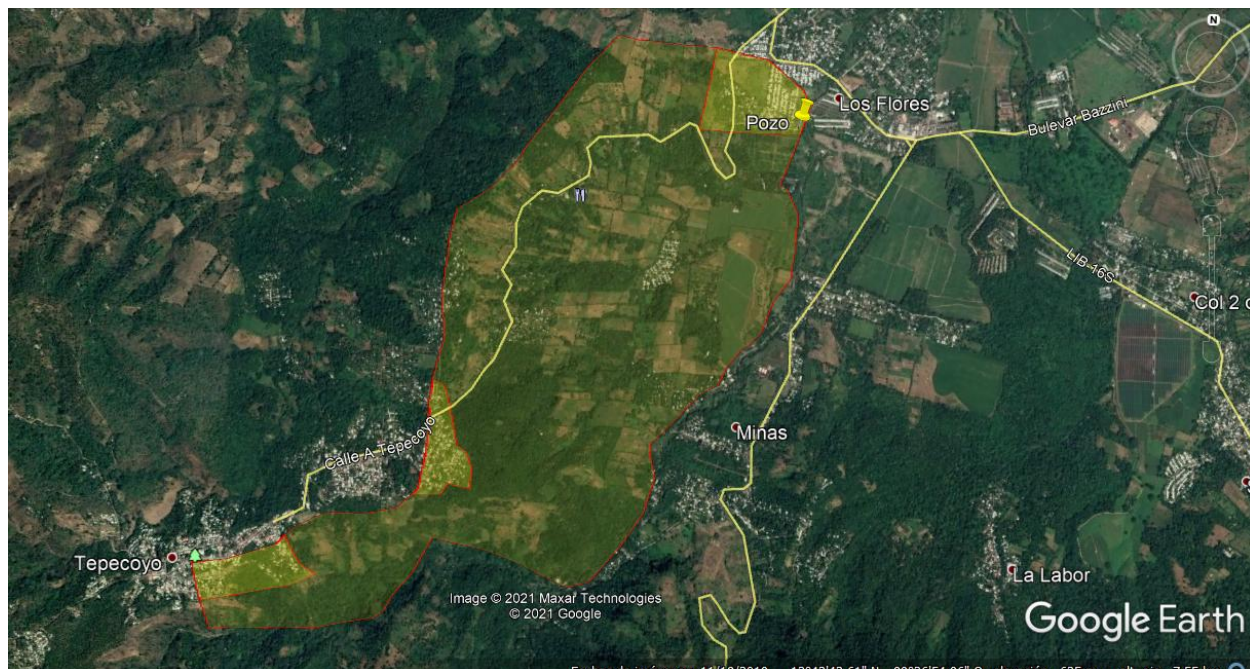


Imagen 10: Proyección del área en estudio en Google Earth 2014 CNES/Astrium (Dirección de flujo).

4.1.2 Climatología

El Salvador está situado en la parte exterior del cinturón climático del trópico, donde todo el año existen condiciones térmicas más o menos uniformes, por otra parte, las precipitaciones atmosféricas no se presentan uniformes por el contrario varían año con año y aún dentro de la misma estación lluviosa; el país posee dos estaciones: Lluviosa y Seca.

Por su elevación media sobre el nivel del mar de 0-800 msnm, la región en estudio se clasifica como Sabanas Tropicales Calientes - Tierra Caliente según Koppen y Sapper - Lauer.

REGIONES CLIMATICAS SEGÚN KOPPEN Y SAPPER - LAUER		
Altura sobre el nivel del mar (msnm)	Koppen	Sapper - Lauer
0 - 800	Sabanas Tropicales Calientes	Tierra Caliente
800 - 1200	Sabanas Tropicales Calurosas	Tierra Templada
1200 - 1800	Clima Tropical de las Alturas	
1800 - 2700		Tierra Fría

Cuadro 2: Regiones climáticas según Koppen y Sapper-Lauer

La temperatura media oscila entre 22° - 27° C, en función de la elevación en las planicies interiores.

REGIÓN CLIMÁTICA SABANA TROPICAL CALIENTE (TIERRA CALIENTE O ZONA TROPICAL ÁRIDA BAJA)	
SUPERFICIE DEL PAÍS	0.9
ALTURA SOBRE EL NIVEL DEL MAR	0-800 msnm
TEMPERATURA MEDIA	Oscila entre los 22-27X y 22-28 °C, en función de la elevación, en las planicies interiores. Extremos absolutos de 38 °C en la región hidrográfica H y 35 °C en la zona costera de las regiones hidrográficas F, e y C.
PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL	Oscila entre los 150-200 mm (excepto el entorno del lago guija y sectores del oriente de la República)
HUMEDAD RELATIVA	70% en la estación seca. 84% en la estación lluviosa.

Cuadro 3: Clasificación climática de El Salvador según Koppen y Sapper-Lauer

4.1.3 Precipitación

La estación pluviométrica más cercana y por ende más representativa para el proyecto es la estación pluviométrica L4 San Andrés, para lo cual se tiene un valor de precipitación media anual de 2.23 mm/min.



Imagen 11: Mapa de estaciones climatológicas en territorio salvadoreños

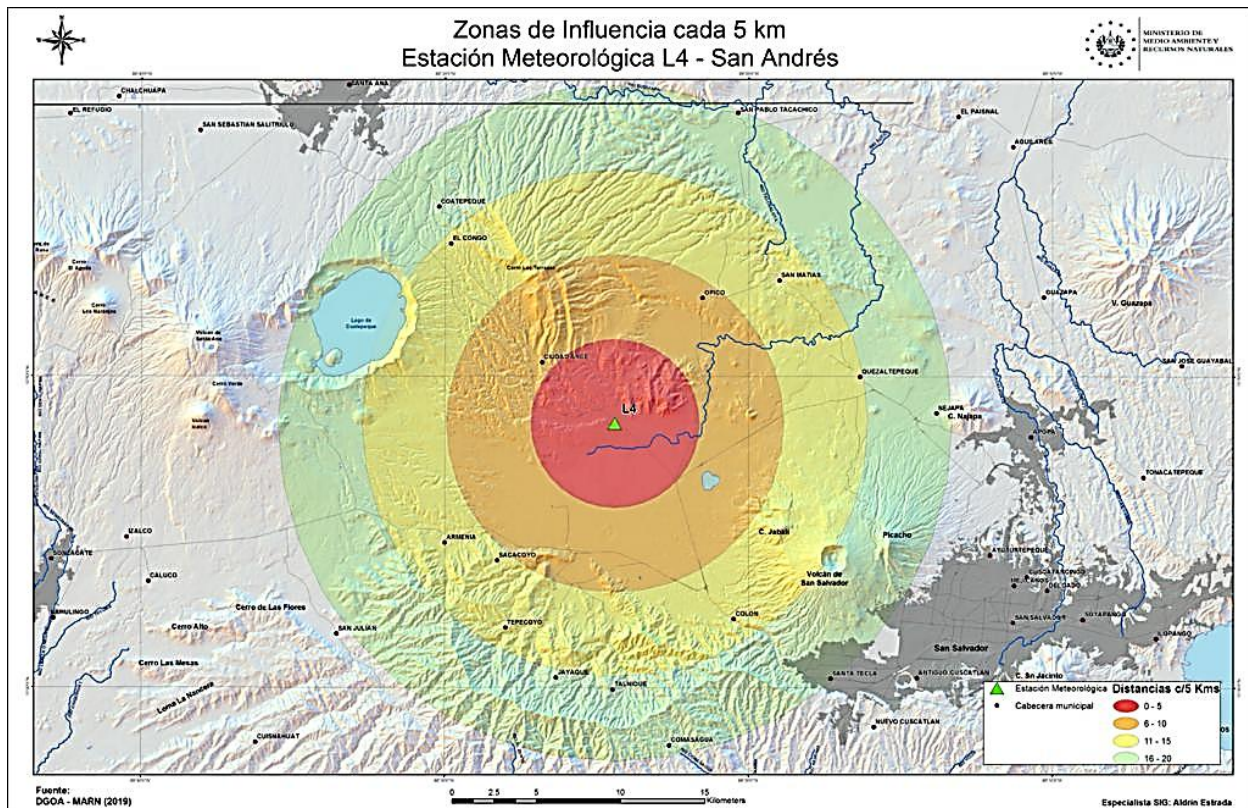


Imagen 12: Zona de influencia estación meteorológica L4 San Andrés

4.1.4 Aforo de pozo secundario

Se ha realizado el aforo del pozo secundario (ver anexo) dando como resultado un caudal potencial de 410 GPM o 25.87 lts/s.

4.2 Interpretación de las soluciones a proponer a partir del estado del sistema actual

4.2.1 Criterios técnicos a considerar para el diseño.

4.2.1.1 Fenómeno golpe de ariete.

El fenómeno del golpe de ariete, también denominado transitorio, consiste en la alternancia de depresiones y sobrepresiones debido al movimiento oscilatorio del agua en el interior de la tubería, es decir, básicamente es una variación de presión, y se puede producir tanto en impulsiones como en abastecimientos por gravedad.

El valor de la sobrepresión debe tenerse en cuenta a la hora de dimensionar las tuberías,

mientras que, en general, el peligro de rotura debido a la depresión no es importante, más aún si los diámetros son pequeños. No obstante, si el valor de la depresión iguala a la tensión de vapor del líquido se producirá cavitación, y al llegar la fase de sobrepresión estas cavidades de vapor se destruirán bruscamente, pudiendo darse el caso, no muy frecuente, de que el valor de la sobrepresión producida rebase a la de cálculo, con el consiguiente riesgo de rotura. Los principales elementos protectores en este caso serían las ventosas y los calderines, como estudiaremos posteriormente.

Por lo tanto, el correcto estudio del golpe de ariete es fundamental en el dimensionamiento de las tuberías, ya que un cálculo erróneo puede conducir a:

1. Un sobredimensionamiento de las conducciones, con lo que la instalación se encarece de forma innecesaria.
2. Tubería calculada por defecto, con el consiguiente riesgo de que se produzca una rotura.

4.2.1.2 Fenómeno en abastecimientos por gravedad

Si el agua se mueve por una tubería con una velocidad determinada y mediante una válvula se le corta el paso totalmente, el agua más próxima a la válvula se detendrá bruscamente y será empujada por la que viene detrás. Como el agua es algo compresible, empezará a comprimirse en las proximidades de la válvula, y el resto del líquido comprimirá al que le precede hasta que se anule su velocidad. Esta compresión se va trasladando hacia el origen conforme el agua va comprimiendo al límite la que le precede, de manera que al cabo de un cierto tiempo toda el agua de la tubería está en estas condiciones, concluyendo la primera etapa del golpe de ariete.

En definitiva, se forma una onda de máxima compresión que se inicia en las proximidades de la válvula y se traslada al origen. La energía cinética que lleva el agua se transforma en energía de compresión.

Cuando el agua se detiene, ha agotado su energía cinética y se inicia la descompresión en el origen de la conducción trasladándose hacia la válvula, y por la ley pendular esta

descompresión no se detiene en el valor de equilibrio, sino que lo sobrepasa para repetir el ciclo. Esta descompresión supone una depresión, que retrocede hasta la válvula para volver a transformarse en compresión, repitiendo el ciclo y originando en el conducto unas variaciones ondulatorias de presión que constituyen el golpe de ariete.

En definitiva, se producen transformaciones sucesivas de energía cinética en energía de compresión y viceversa, comportándose el agua como un resorte.

4.2.1.3 Fenómeno en impulsiones

En una impulsión, la parada brusca de motores produce el mismo fenómeno, pero, al contrario, es decir, se inicia una depresión aguas arriba de la bomba, que se traslada hacia el final para transformarse en compresión que retrocede a la bomba.

En efecto, cuando se produce la parada del grupo de bombeo, el fluido, inicialmente circulando con velocidad v , continuará en movimiento a lo largo de la tubería hasta que la depresión a la salida del grupo ocasionada por la ausencia de líquido (el que avanza no es repuesto, no es “empujado”), provoque su parada. En estas condiciones, viaja una onda depresiva hacia el depósito, que además va deteniendo el fluido, de tal manera que al cabo de un cierto tiempo toda la tubería está bajo los efectos de una depresión y con el líquido en reposo. Ha concluido la primera etapa del golpe de ariete.

Como la presión en el depósito es siempre superior a la de la tubería, que se encuentra bajo los efectos de la depresión, se inicia un retroceso del fluido hacia la válvula de retención con velocidad (v). Con el agua a velocidad de régimen, pero en sentido contrario, nuevamente se tiene la presión de partida en la tubería, de manera que al cabo de un cierto tiempo toda ella estará sometida a la presión inicial y con el fluido circulando a velocidad (v).

El inicio de la tercera fase es una consecuencia del choque del líquido contra la válvula de retención. El resultado es un brusco aumento de presión y una detención progresiva del fluido, de modo que al cabo de un cierto tiempo todo el líquido de la tubería está en reposo y la conducción sometida a una sobrepresión de la misma magnitud que la depresión inicial. Esta tercera fase del

golpe de ariete en una impulsión es semejante a la primera fase en el caso de abastecimientos por gravedad.

En la cuarta fase comienza la descompresión, iniciándose de nuevo el movimiento, por lo que al cabo de un tiempo, la situación es idéntica a la que teníamos al principio. Comienza así un nuevo ciclo, tanto en abastecimientos por gravedad como en impulsiones, la duración de cada una de estas fases es L/a , donde L = Longitud de tubería, y a = celeridad.

4.2.1.4 Valor de la celeridad.

La celeridad (a) es la velocidad de propagación de la onda de presión a través del agua contenida en la tubería, por lo que su ecuación de dimensiones es $L \cdot T^{-1}$. Su valor se determina a partir de la ecuación de continuidad y depende fundamentalmente de las características geométricas y mecánicas de la conducción, así como de la compresibilidad del agua.

Una expresión práctica propuesta por Allievi, que permite una evaluación rápida del valor de la celeridad cuando el fluido circulante es agua, es la siguiente:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \cdot \frac{D}{e}}}$$

Siendo:

K : Coeficiente función del módulo de elasticidad (E) del material constitutivo de la tubería, que representa principalmente el efecto de la inercia del grupo motobomba, cuyo valor es:

$$K = \frac{10^{10}}{E}$$

D = Diámetro interior de la tubería

e = Espesor de la tubería

Valores de K para hallar la celeridad

Material de la tubería	E (kg/m ²)	K
Palastro de hierro y acero	2×10^{10}	0.5
Fundición	10^{10}	1
Hormigón (sin armar)	2×10^9	5
Fibrocemento	1.85×10^9	5.5 (5-6)
PVC	3×10^8	33.3 (20-50)
PE baja densidad	2×10^7	500
PE alta densidad	9×10^7	111.11

Cuadro 4: Valores de K para hallar celeridad

También se puede hallar el valor de la celeridad consultando las tablas siguientes:

Celeridades para tuberías de fibrocemento								
φ (mm)	TIPO A		TIPO B		TIPO C		TIPO D	
	3 atm de trabajo		5 atm de trabajo		10 atm de trabajo		15 atm de trabajo	
	e (mm)	a (m/s)	e (mm)	a (m/s)	e (mm)	a (m/s)	e (mm)	a (m/s)
50	-	-	8	1118	8	1118	8	1118
60	-	-	8	1044	8	1044	8	1044
70	-	-	8	1010	8	1010	8	1010
80	-	-	8	979	9	1010	9	1010
100	8	921	9	949	10	979	11	1010
125	8	870	9	895	11	949	13	1010
150	9	846	10	870	14	979	15	979
175	10	824	11	870	16	949	18	979
200	11	824	12	846	18	949	20	979
250	11	763	15	846	19	921	25	979
300	12	728	17	824	23	921	30	979
350	14	728	19	824	27	921	35	979
400	16	728	21	803	30	921	40	979
450	18	728	23	803	34	921	45	979
500	20	728	25	803	38	921	50	979
600	22	711	30	803	45	921	60	979
700	24	696	35	803	-	-	-	-
800	26	680	40	803	-	-	-	-
1000	30	666	50	803	-	-	-	-

φ: diámetro nominal (interior); e: espesor de la tubería; a: celeridad

Cuadro 5: Celeridades para tuberías de fibrocemento

Celeridades para tuberías de plástico				
Tubería	Presión nominal (kg/cm ²)			
	4	6	10	16
PE baja densidad	118	147	196	-
Pe alta densidad	-	234	305	-
PVC	240	295	380	475

Cuadro 6: Celeridades para tuberías de plástico

En el caso de que la conducción esté constituida por tramos de tubos de diferentes características (diámetro, espesor, chapa, material, etc.), la celeridad media se calculará como la media ponderada de la celeridad de cada tramo. Si $L_1, L_2, L_3, \dots$, son las longitudes de los tramos de distintas características y $a_1, a_2, a_3, \dots$, las celeridades respectivas, el tiempo total L/a que tarda la onda en recorrer la tubería será la suma de los tiempos parciales:

$$\frac{L}{a} = \frac{L_1}{a_1} + \frac{L_2}{a_2} + \frac{L_3}{a_3} \dots$$

Siendo luego a:

$$a = \frac{L}{\sum \frac{L_i}{a_i}}$$

4.2.1.5 Tiempo de cierre de la válvula y tiempo de parada de bombas. Cierre lento y cierre rápido.

Se define el tiempo (T) como el intervalo entre el inicio y el término de la maniobra, sea cierre o apertura, total o parcial, ya que durante este tiempo se produce la modificación del régimen de movimiento del fluido. Este concepto es aplicable tanto a conducciones por gravedad como a impulsiones, conociéndose en el primer caso como tiempo de cierre de la válvula y como tiempo de parada en el segundo.

El tiempo de cierre de una válvula puede medirse con un cronómetro, es un tiempo físico y real, fácilmente modificable, por ejemplo, con desmultiplicadores, cambiando la velocidad de giro en válvulas motorizadas, etc.

Por el contrario, en el caso de las bombas, el tiempo de parada no puede medirse de forma directa y es más difícil de controlar.

En resumen, en las conducciones por gravedad, el cierre de la válvula se puede efectuar a diferente ritmo, y por tanto, el tiempo T es una variable sobre la que se puede actuar, pero en las impulsiones el tiempo de parada viene impuesto y no es posible actuar sobre él, salvo adicionando un volante al grupo motobomba o un sistema similar.

Mendiluce propone la siguiente expresión para el cálculo del tiempo de parada:

$$T = C + \frac{K * L * v}{g * H_m}$$

Siendo:

L: longitud de la conducción (m)

v: velocidad del régimen del agua (m/s)

g: aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

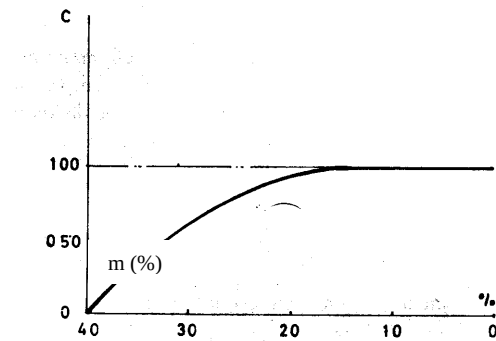
H_m: altura manométrica proporcionada por el grupo de bombeo

$$H_m = H_g + h_T = \frac{\Delta z + P}{\gamma} + h_T$$

C y K: coeficientes de ajuste empíricos

La altura geométrica o presión estática (H_g) se mide siempre inmediatamente aguas arriba de la bomba, por lo que la profundidad del agua en el pozo debe tenerse en cuenta en el caso de bombas sumergidas.

El coeficiente C (ver figura) es función de la pendiente hidráulica (m), siendo: $m = \frac{H_m}{L}$. Toma el valor $C=1$ para pendientes hidráulicas crecientes de hasta el 20%, y se reduce progresivamente a partir de este valor hasta hacerse cero para pendientes del 40%. Pendientes superiores al 50% implican paradas muy rápidas, aconsejándose considerar el golpe de ariete máximo de Allievi en toda la longitud de la tubería.



$$H_m < 0.20 \rightarrow C = 1.00 L$$

$$H_m \geq 0.40 \rightarrow C = 0.00 L$$

$$H_m \approx 0.30 \rightarrow C = 0.60 L$$

Figura #13. Gráfica para coeficiente "C"

4.2.1.6 Valores del coeficiente C según Mendiluce

El coeficiente K depende de la longitud de la tubería y puede obtenerse a partir de la gráfica o de la tabla siguientes, propuestas por Mendiluce. Este autor recomienda la utilización de los valores de K redondeados recogidos en la tabla, ya que ha comprobado que las pequeñas diferencias respecto a la gráfica tienen una repercusión despreciable en el golpe de ariete y siempre del lado de la seguridad, y es de más sencillo manejo.

Valores del coeficiente K según Mendiluce

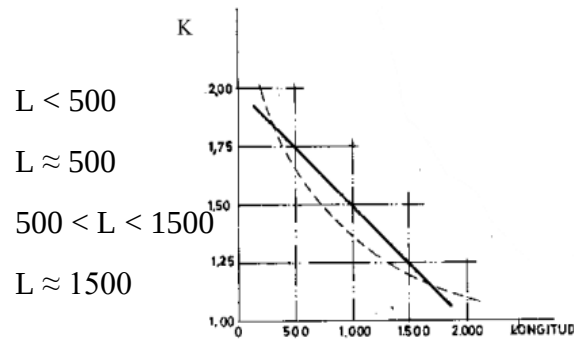


Figura #14. Grafica para valores de coeficiente K

Puesto que L es la longitud de la tubería y la celeridad a es la velocidad de propagación de la onda de presión, $\frac{2*L}{a}$ será el tiempo que tarda la onda de presión en dar una oscilación completa. Por lo tanto, si $T < \frac{2*L}{a}$ maniobra ya habrá concluido cuando se produzca el retorno de la onda de presión y tendremos un cierre rápido, alcanzándose la sobrepresión máxima en algún punto de la tubería. Sin embargo, si $T > \frac{2*L}{a}$, estaremos ante un cierre lento y ningún punto alcanzará la sobrepresión máxima, ya que la primera onda positiva reflejada regresa antes de que se genere la última negativa.

$$T < \frac{2 * L}{a} : \text{Cierre rápido}$$

$$T > \frac{2 * L}{a} : \text{Cierre lento}$$

El caso más desfavorable para la conducción (máximo golpe de ariete) es el cierre instantáneo ($T \approx 0$). En la práctica esto sólo ocurre en impulsiones de gran pendiente hidráulica, no siendo lo habitual.

Como a mayor tiempo T menor sobrepresión, si podemos controlar T limitaremos en gran medida los problemas en tuberías, siendo éste el caso de los abastecimientos por gravedad.

4.2.1.7 Cálculo de la sobrepresión producida por el golpe de ariete. Fórmulas de Michaud y Allievi.

Una vez conocido el valor del tiempo T y determinado el caso en el que nos encontramos (cierre lento o cierre rápido), el cálculo del golpe de ariete se realizará de la forma siguiente:

a) Cierre lento.

A finales del siglo XIX, Michaud propuso la primera fórmula para valorar el golpe de ariete:

$$\Delta H = \frac{2 * L * v}{g * T}$$

Siendo:

ΔH : Sobrepresión debida al golpe de ariete (m.c.a.)

L : Longitud de la tubería (m)

v : Velocidad de régimen del agua (m/s)

T : Tiempo de parada o de cierre, según el caso (s)

g : Aceleración de la gravedad ($9.81 \frac{m}{s^2}$)

Para deducir esta ecuación, Michaud no tuvo en cuenta ni la compresibilidad del agua ni la elasticidad de la tubería.

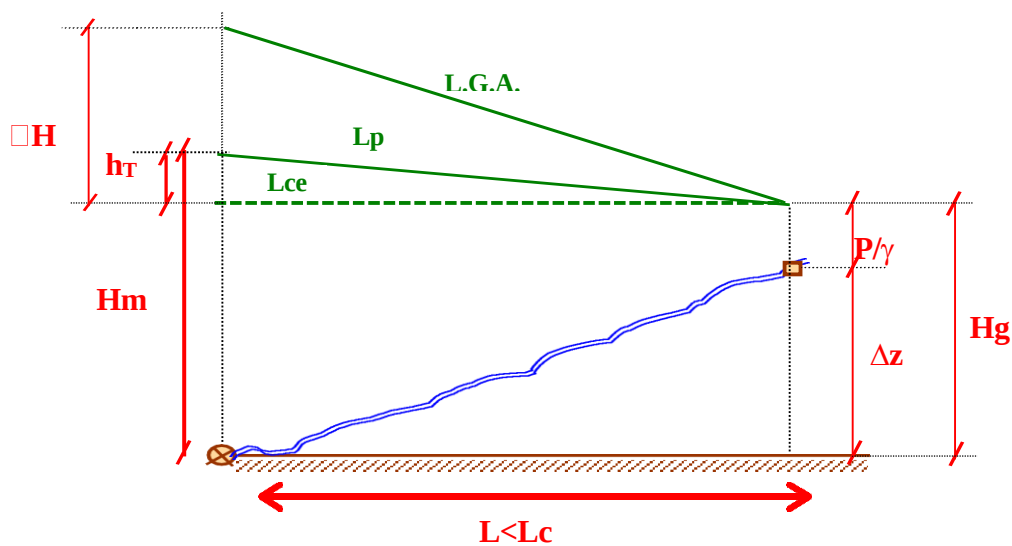


Figura #15. Esquema para deducción de ecuación de Michaud

El límite mínimo de ΔH se produce cuando L es muy pequeño frente a T , y entonces:

$$\Delta H = \frac{L * v}{g * T}$$

Que es la ecuación de Jouguet, establecida en la misma época que la de Michaud, y se deduce analíticamente igualando el impulso que experimenta el agua en el interior de la tubería a la variación de su cantidad de movimiento.

En caso de cierre parcial, la velocidad final será menor que la inicial, pero no nula, con lo que $\Delta v < v$. El caso más desfavorable para la conducción se produce cuando $\Delta v = v$, es decir, cuando la velocidad final es cero, correspondiendo con el cierre total de la válvula. Entonces:

$$I = \Delta Q$$

$$F * T = m * \Delta v$$

$$m = \rho * V = \rho * S * L = \frac{\gamma}{g} * S * L$$

$$F * T = \frac{\gamma}{g} * S * L * \Delta v$$

Y puesto que la presión es:

$$P = \frac{F}{S}; \frac{P}{\gamma} = \Delta H$$

Quedaría:

$$\Delta H = \frac{L * \Delta v}{g * T}$$

La cual es la fórmula de Jouguet, sin embargo, Michaud, partiendo de distintos supuestos, comprobó que la sobrepresión alcanzaba valores del doble de la establecida por Jouguet.

En realidad, Jouguet se aproxima más al principio de la sobrepresión y Michaud al final, ya que las disminuciones de la velocidad no son lineales con el tiempo, decreciendo más suavemente al principio del transitorio que al final, pero puesto que siempre se alcanzará en algún punto de la tubería un golpe de ariete igual al dado por Michaud, es ésta la fórmula que habrá que aplicar en el cálculo de la sobrepresión con un tiempo de cierre lento.

$$T > \frac{2 * L}{a}$$

4.2.1.8 Cierre rápido

Como ya se comentó anteriormente, al cerrar la válvula C, el agua se detiene y comienza a comprimirse en sus proximidades:

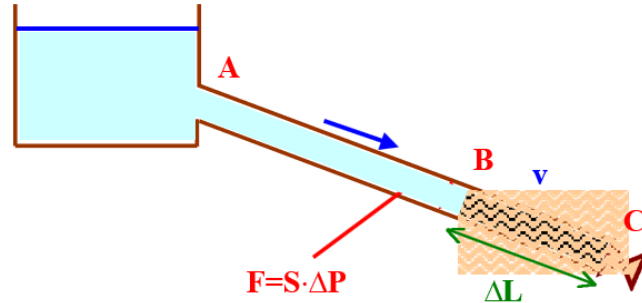


Figura #16. Sección transversal de cierre rápido de válvula en tubería

Si S es la sección transversal de la tubería y ΔP es la presión ejercida por la rodaja de agua considerada, la fuerza que soporta dicha sección será:

$$F = S * \Delta P$$

El impulso (I) de dicha fuerza durante el tiempo T que tarda en pararse el fluido contenido en el segmento BC de tubería, de longitud ΔL , será:

$$I = F * T = S * \Delta P * \frac{\Delta L}{a}$$

Siendo a la celeridad de la onda de presión; como el impulso ha de ser igual a la variación de la cantidad de movimiento (ΔQ):

$$I = \Delta Q = m * \Delta v$$

A su vez, la masa (m) de la porción de líquido considerado es:

$$m = \rho * V = \rho * S * \Delta L$$

Luego:

$$S * \Delta P * \frac{\Delta L}{a} = \rho * S * \Delta L * \Delta v$$

$$\text{Dado que: } \Delta P = \rho * \Delta v * a$$

Considerando el caso más peligroso para la tubería, es decir, el cierre total de la válvula:

$$\Delta v = v$$

$$\frac{\Delta P}{a} = \rho * v$$

$$\Delta P = \rho * a * v$$

$$\text{Como: } \gamma = \rho * g \rightarrow \rho = \frac{\gamma}{g}$$

Llamando Δh al valor de la sobrepresión, es decir, $\Delta H = \frac{\Delta P}{\gamma}$, se obtiene:

$$\Delta P = \frac{\gamma}{g} * a * v$$

$$\frac{\Delta P}{\gamma} = \frac{a * v}{g}$$

$$\Delta H = \frac{a * v}{g}$$

Expresión que dedujo Allievi en 1904, con la que se calcula el valor máximo del golpe de ariete que puede producirse en una conducción.

Puede observarse cómo el valor de la sobrepresión es independiente de la longitud de la tubería. Representando gráficamente las ecuaciones de Allievi y de Michaud, se observa que, si la conducción es lo suficientemente larga, las dos rectas se cortan en un punto, denominado punto crítico. La longitud del tramo de tubería regido por la ecuación de Michaud se conoce como longitud crítica (L_c), y su valor se obtiene, lógicamente, igualando las fórmulas de Michaud y Allievi.

$$\frac{2 * Lc * v}{g * T} = \frac{a * v}{g}$$

$$Lc = \frac{a * T}{2}$$

Excepto en el caso de ser la pendiente hidráulica mayor del 50%, en que se recomienda considerar la sobrepresión de Allievi en toda la conducción, el valor así calculado lo soportará el tramo de tubería de longitud L_m , siendo $L_m=L-L_c$.

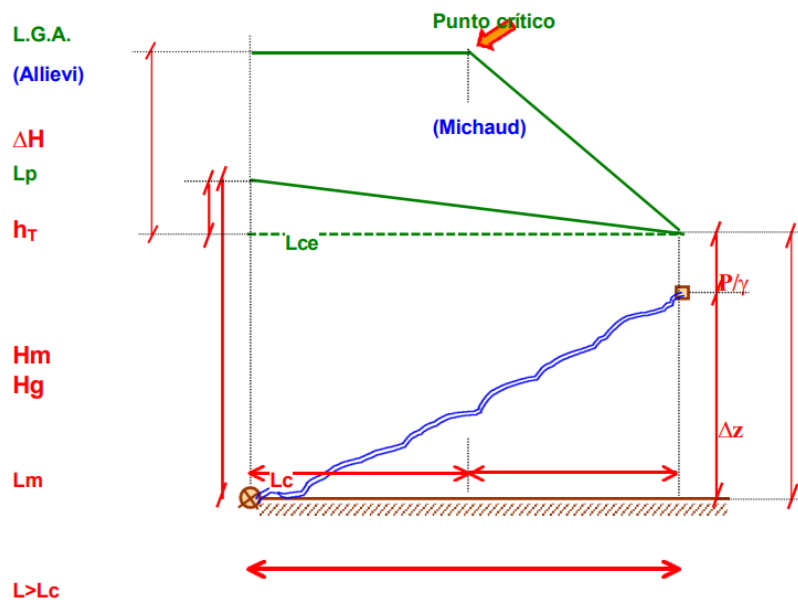


Figura #17. Esquema para encontrar punto critico

Basándonos en el concepto de longitud crítica, se tiene que:

- Si $L < L_c$, se trata de una impulsión (conducción) corta, que se correspondería con un cierre lento, calculándose el golpe de ariete mediante la fórmula de Michaud.
- Si $L > L_c$, entonces la impulsión (conducción) es larga y el cierre rápido, siendo el valor del golpe de ariete el dado por Allievi desde la válvula hasta el punto crítico y por Michaud en el resto.

$L < L_c$	Impulsión corta	$T > \frac{2 \cdot L}{a}$	Cierre lento	Michaud	$\Delta H = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g \cdot T}$
$L > L_c$	Impulsión larga	$T < \frac{2 \cdot L}{a}$	Cierre rápido	Allievi	$\Delta H = \frac{a \cdot v}{g}$

Necesitamos calcular previamente la velocidad del agua y, en impulsiones, la altura manométrica del grupo de bombeo.

Se obtiene el tiempo de parada con la ecuación de Mendiluce. En el caso de abastecimientos por gravedad, el tiempo de cierre de la válvula será conocido.

$$T = C + \frac{K * L * v}{g * Hm}$$

Se calcula la celeridad “a” con la fórmula de Allievi o se consultan las tablas para calcular la sobrepresión mediante la fórmula adecuada.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K * \frac{D}{e}}}$$

Se calcula la longitud crítica “Lc”, que es la distancia que separa el final de la impulsión del punto crítico o de coincidencia de las fórmulas de Michaud y Allievi. En la Lc rige la fórmula de Michaud.

$$Lc = \frac{a * T}{2}$$

Se comparan las longitudes L y Lc:

$L < Lc$	Impulsion Corta	$T > \frac{2L}{a}$	Cierre Lento Michaud	$\Delta H = \frac{2Lv}{g T}$
$L > Lc$	Impulsion Larga	$T < \frac{2L}{a}$	Cierre rapido Allievi	$\Delta H = \frac{av}{g}$

El tipo de cierre, lento o rápido, también puede conocerse comparando el tiempo de parada de la bomba o el de cierre de la válvula con el tiempo que tarda la onda de presión en dar una oscilación completa, es decir, con $\frac{2*L}{a}$

En impulsiones, se colocan las válvulas de retención necesarias para mantener la línea de sobrepresión debida al golpe de ariete por debajo de la línea piezométrica. Con las válvulas de retención se desplaza la línea de máximas presiones del golpe de ariete.

4.3 Métodos para reducir el efecto del golpe de ariete.

4.3.1 Volante de inercia

Consiste en incorporar a la parte rotatoria del grupo de impulsión un volante cuya inercia retarde la pérdida de revoluciones del motor, y en consecuencia, aumente el tiempo de parada de la bomba, con la consiguiente minoración de las sobrepresiones. Este sistema crea una serie de problemas mecánicos, mayores cuanto mayor sea el peso del volante.



Imagen 18: Sistema con volante de inercia

4.3.2 Chimeneas de equilibrio

Consiste en una tubería de diámetro superior al de la tubería, colocada verticalmente y abierta en su extremo superior a la atmósfera, de tal forma que su altura sea siempre superior a la presión de la tubería en el punto donde se instala en régimen permanente.

Este dispositivo facilita la oscilación de la masa de agua, eliminando la sobrepresión de parada, por lo que sería el mejor sistema de protección si no fuera por aspectos constructivos y económicos. Sólo es aplicable en instalaciones de poca altura de elevación.



Imagen 19: Sistema con chimenea de equilibrio

4.3.3 Calderín

Consiste en un recipiente metálico parcialmente lleno de aire que se encuentra comprimido a la presión manométrica. Existen modelos en donde el aire se encuentra aislado del fluido mediante una vejiga, con lo que se evita su disolución en el agua.

El calderín amortigua las variaciones de presión debido a la expansión prácticamente adiabática del aire al producirse una depresión en la tubería, y posteriormente a la compresión, al producirse una sobrepresión en el ciclo de parada y puesta en marcha de una bomba.

Su colocación se realiza aguas debajo de la válvula de retención de la bomba. Se instala en derivación y con una válvula de cierre para permitir su aislamiento.

4.3.4 Válvulas de alivio rápido

Son dispositivos que permiten de forma automática y casi instantánea la salida de la cantidad necesaria de agua para que la presión máxima en el interior de la tubería no exceda un valor límite prefijado.

Suelen proteger una longitud máxima de impulsión el orden de 2 km. Los fabricantes suelen suministrar las curvas de funcionamiento de estas válvulas, hecho que facilita su elección en función de las características de la impulsión.

4.3.5 Válvulas anticipadoras de onda

Estas válvulas están diseñadas para que se produzca su apertura en el momento de parada de la bomba y cuando se produce la depresión inicial, de tal forma que cuando vuelva a la válvula la onda de sobrepresión, ésta se encuentre totalmente abierta, minimizando al máximo las sobrepresiones que el transitorio puede originar.



Imagen 20: Válvula anticipadora de onda

4.3.6 Ventosas

Dependiendo de su función, permiten la eliminación del aire acumulado en el interior de la tubería, admisión de aire cuando la presión en el interior es menor que la atmosférica y la eliminación del aire que circula en suspensión en el flujo bajo presión.

4.3.7 Válvulas de retención

Estas válvulas funcionan de manera que sólo permiten el flujo de agua en un sentido, por lo que también se conocen como *válvulas antirretornos*.

Entre sus aplicaciones se puede señalar:

- En impulsiones, a la salida de la bomba, para impedir que ésta gire en sentido contrario, proteger la bomba contra las sobrepresiones y evitar que la tubería de impulsión se vacíe.
- En impulsiones, en tramos intermedios para seccionar el golpe de ariete en tramos y reducir la sobrepresión máxima.

- En hidrantes, para impedir que las aguas contaminadas retornen a la red.
- En redes de distribución con ramales ascendentes, para evitar el vaciado de estas al detenerse el flujo.

4.3.8 Válvulas de retención tipo clapeta

Sus limitaciones son:

- No se pueden instalar verticalmente cuando la corriente va hacia abajo.
- No funcionan correctamente cuando la velocidad del agua sobrepasa los 1.5 m/s.
- No funcionan correctamente cuando las presiones estáticas empiezan a ser elevadas. Si se trabaja con más de 3 atmósferas de presión, conviene asegurarse de la fiabilidad de la válvula de clapeta simple que se trate de elegir.
- No funcionan correctamente cuando las sobrepresiones del golpe de ariete empiezan a ser importantes. En ocasiones, la presión estática puede ser baja, pero una gran longitud de la tubería puede dar lugar a golpes de ariete excesivos para ciertas válvulas de retención.
- No funcionan correctamente cuando los caudales son importantes.
- Su funcionamiento es incorrecto cuando se cierran bruscamente, produciendo vibraciones que pueden dañar las tuberías y otras válvulas.

4.3.9 Válvulas de retención tipo clapeta simple

Son de fácil construcción. El disco se levanta por acción del agua hasta unos noventa grados. Su cierre suele ser muy brusco y entonces produce un golpetazo que repercute en las tuberías y en otros elementos adyacentes y puede originar un fuerte golpe de ariete.

4.3.10 Válvulas de retención tipo clapeta simple con contrapeso

Aminorar en cierta medida la brusquedad en el cierre.

4.3.11 Válvulas de retención tipo clapeta simple con corto recorrido de clapeta

Supone una mejora extraordinaria en la válvula simple, pues al tener la clapeta un menor

recorrido no produce apenas golpetazo y puede admitir velocidades y presiones mayores; esta válvula se puede utilizar también con aguas sucias.

4.3.12 Válvulas de retención tipo clapeta simple con sistema amortiguador y contrapeso

Supone una mejora sobre las anteriores. El contrapeso permite regular in situ la cadencia del cierre hasta optimizarla. El amortiguador deja que la válvula se cierre en un 90 % antes de empezar a actuar, y de esta manera, el 10 % final del recorrido de la clapeta está controlado.

Esta es una de las pocas válvulas de retención que se pueden emplear con aguas negras. La máxima velocidad admisible es del orden de 2 m/s y puede permitir presiones de hasta 10 ó 20 atmósferas, dependiendo de los materiales de su construcción.

4.3.13 Válvulas de retención con clapeta de eje semicentrado

Es la válvula de clapeta que se puede considerar más fiable. En las anteriores, la clapeta gira por medio de una bisagra colocada en su extremo, mientras que en esta válvula la clapeta gira en dos semiejes descentrados que evitan que se produzca golpetazo.

Es la que produce menos pérdida de carga, son de coste más bien elevado y no se deben usar con aguas negras.

4.3.14 Válvulas de retención de semiclapeta doble o de disco partido

La clapeta o disco se ha partido en dos y las bisagras se colocan en un eje centrado. Los semidiscos van ayudados en el cierre por unos muelles, pero a pesar de ello, no se deben colocar para flujos verticales hacia abajo.

No suele dar golpetazo si está debidamente diseñada y construida con los materiales adecuados. Admite velocidades de hasta 5 m/s y puede construirse para grandes presiones.

Suele venderse para ser encajada entre dos bridas, al no disponer de bridas propias.

4.3.15 Válvulas de retención de disco sobre eje longitudinal centrado

Las características de estas válvulas de retención, también conocida como válvulas de retención Williams–Hager, permiten las siguientes aplicaciones:

- Son recomendables cuando se esperen presiones de trabajo elevadas o cuando se puedan producir fuertes sobrepresiones por golpe de ariete.
- Admiten velocidades del flujo de agua de hasta 3 m/s.
- Se pueden colocar en cualquier posición, incluso verticalmente, cuando se quiera que retengan flujos de agua dirigidos hacia abajo.
- Se deben colocar exclusivamente en instalaciones de aguas limpias, nunca en aguas negras.

4.3.16 METAS

Dar un diagnóstico al sistema actual, con lo cual se podrá dar una serie de recomendaciones para mejorar el servicio de abastecimiento de agua potable.

4.3.17 RESULTADOS ESPERADOS

Contar con un sistema de abastecimiento que cumpla con todas las necesidades presentes y las proyectas por su vida útil.

4.3.18 BENEFICIARIOS

Los beneficiarios serán los residentes del siguiente subsistema:

	<u>SECTOR</u>	<u>LOTES</u>
1	EL MORA	250
2	EL REFUGIO	200
3	LA ESPERANCITA	350
4	EL CASTILLO	400
5	LA ESMERALDA	400
6	LOS ALPES (EL PINO)*	1000
7	LAS HABIAS	150
8	CASCO URBANO	2000
	total	4750

Cuadro 7: Comunidades y número de lotes en Tepecoyo

4.4 ESPECIFICACIONES PARA LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION

4.4.1 ACUEDUCTOS

- a) Cañería de HoFo de 6" chapa 40

4.4.2 NORMAS TECNICAS DE ANDA

Los propósitos fundamentales de las normas técnicas son contribuir a reducir la contaminación ambiental y el desbalance ecológico satisfacer la demanda creciente de agua potable y proteger los recursos naturales y reducir los múltiples daños derivadas de la estructura epidemiológica de las enfermedades transmisible relacionadas con el consumo básico.

4.4.3 PERIODOS DE DISEÑO

El alcance a periodo diseño "N" del proyecto dependerá de la disponibilidad de las fuentes vida útil de las instalaciones y recursos financieros con mínimo deseable de N de 20 años.

Según la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (A.N.D.A) la población futura (P_n) de una ciudad, será estimada con base a la población inicial (P_a), levantamientos censales, estadísticas continuas y otras investigaciones demográficas tales como: muestreos, crecimiento vegetativo, fecundidad, población flotante, etc. (Ver Norma Técnica de A.N.D.A en Anexo, numeral 2). Entre los métodos recomendados por A.N.D.A para el cálculo de poblaciones futuras P_n , tenemos: Crecimiento lineal o método aritmético, este método es aplicable a ciudades antiguas y ciudades pequeñas no industrializadas que dependen de un bien desarrollado territorio agrícola y por lo tanto el crecimiento anual o decenal puede obtenerse a partir del crecimiento que muestre el último censo.

Método Geométrico o de Porcentaje Uniforme de Crecimiento. Este método es aplicable a ciudades que crecen en proporción correspondiente a un porcentaje uniforme de la población del presente período, debe usarse con precaución ya que puede dar resultados demasiados elevados, especialmente si la ciudad es joven, con industrias rápidamente expansivas.

De acuerdo con los conceptos antes mencionados, en nuestro estudio contamos con una población relativamente pequeña por lo cual utilizaremos el método aritmético.

4.5 FORMULAS A UTILIZAR PARA EL CÁLCULO DE LA POBLACIÓN

Según el incremento poblacional del censo presentado en la tabla previamente se puede calcular que el incremento poblacional está descrito mayormente de forma geométrica, con un crecimiento de 0.35%. Siendo la fórmula para el cálculo de la población la descrita:

$$P_{2043} = 16356(1 + 0.0035)^{20} = 17539.800056 \approx 17540 \text{ habitantes}$$

De esta forma son calculadas por períodos de 5 años:

Año	Habitantes
2023	16356
2028	16645
2033	16938
2038	17237
2043	17540

4.6 PERIODO DE DISEÑO Y VIDA UTIL DE PROYECTO

4.6.1 Periodo de Diseño.

El periodo de diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable o de sus componentes (Estructuras y equipo), es el lapso que media entre la puesta en servicio y el momento en el que su uso sobrepase las condiciones establecidas en el diseño, por falta de capacidad para prestar un buen servicio.

De acuerdo con lo anterior hay dos aspectos principales en la determinación del periodo de diseño:

- 1.- La durabilidad o vida útil de las instalaciones (estructuras y equipo)
- 2.- Su capacidad potable deberá ser de 20 años como máximo

Según la Norma Técnica de A.N.D.A.).

Para prestar buen servicio para las condiciones previstas, para lo cual, se deberá haber considerado:

a) Facilidad o dificultad para realizar ampliaciones o adiciones a las obras existentes o Planeadas.

b) Relación anticipada de crecimiento de la población, de posibles cambios en los Desarrollos de la comunidad tanto industrial, como comercial.

c) Comportamiento de las obras durante sus primeros años cuando no estarán sujetas a Capacidad completa.

Tomando en cuenta las características de la demanda y la producción, el periodo de diseño de un proyecto de abastecimiento de agua los periodos de diseño para los diferentes componentes de un sistema serán los siguientes:

a. Fuentes superficiales, ríos, manantiales, etc. Deberán tener un caudal mínimo suficiente

b. Para atender las necesidades de la población futura al final de 20 años.

c. Fuentes subterráneas, pozos, galerías, etc. Deberán tener un caudal mínimo suficiente para atender las necesidades de la población futura al final de 10 años, con facilidad de ampliar dicha fuente por etapas a fin de satisfacer la demanda de agua al final de 20 años.

d. Obras de captación de fuentes superficiales. Deberán ser dimensionadas para un periodo de diseño de 20-30 años.

e. Líneas de Aducción. Serán dimensionadas para 20 años sean por gravedad o por Si la población futura al final de 20 años no puede ser estimada con cierto grado de Seguridad o la línea es larga, será necesaria proveer una capacidad adicional como Margen de seguridad.

f. Tanque de Almacenamiento metálicos. De 10 a 15 años.

g. Tanques de Almacenamiento de concreto o de ladrillo armado. Deberán ser Dimensionados para 20 años.

h. Tuberías principales de la red de Distribución o mayores de 12". Deberán dimensionarse para un periodo de 20 a 25 años.

i. Tubería de la red de distribución o menores de 12". Deberán dimensionarse para un periodo de 10 a 20 años, previniendo desarrollos futuros mediante etapas de vida útil de las instalaciones; antes de formular el proyecto de instalación de agua, hay que decidir el tiempo que la construcción servirá a la comunidad, antes de que deba abandonarse o ampliarse por resultar ya inadecuada. Por ejemplo, un depósito debe ser construido de tal capacidad que suministre suficiente cantidad de agua durante 30 años, o la capacidad de una planta de depuración de agua puede ser

inadecuada si la demanda se incrementa al cabo de 10 años. Estos periodos se denominan periodos de vida y tienen una relación muy importante con el monto de los fondos que deben ser invertidos en la construcción de las instalaciones de agua y alcantarillado, esto debido a que las ciudades crecen en población durante el periodo de vida útil, depende principalmente del grado de crecimiento y el problema consiste en proveer tan exactamente sea posible, la población futura dentro de 5, 10, 15 o 20 años.

4.7 ESTUDIO DE DEMANDAS

4.7.1 Consumo de Agua:

Antes de formular un proyecto de suministro de agua, es necesario determinar la cantidad Requerida, lo que exige obtener la información sobre el número de habitantes que serán Servidos y su consumo de agua per cápita, junto con un análisis de los factores que pueden Afectar el consumo. Es corriente expresar el consumo de agua en litros por habitante por día, cifra que se obtiene Dividiendo por el número total de individuos de la ciudad el consumo total diario de agua.

Para muchas finalidades es conveniente el consumo medio diario, que se obtiene dividiendo por la población el consumo diario promedio de un año. Debe tenerse en cuenta que utilizando la población total, puede en algunos casos, producir, inexactitudes, si una gran parte de la población está servida en forma privada por fuentes propias. Una cifra más exacta seria entonces el consumo diario por persona servida.

4.7.2 Consumo de agua para El Salvador

La Normativa de A.N.D.A plantea en su numeral 1 – 5 verla en anexo, que la dotación domestica urbana es de 125 -350 lts/persona/día, la cual debe considerar, además, perdidas por fugas y desperdicios de 20%.

Cada vez que las circunstancias lo permitan, la dotación por habitante por día, (l/p/d) para el consumo doméstico, deberá establecerse en base a estudios de consumos de la localidad en estudio; pero si no se dispone de información confiable sobre el consumo, se establecen como consumos mínimos permisibles, los ofrecidos en las normas de A.N.D.A (Primera parte, Numeral 5), y que se detallan a continuación en el cuadro 9:

ACTIVIDAD		DOTACIÓN
Dotación total Urbana		≥220 l/p/d
Locales Comerciales		20 l/m²/d
Hoteles		500 l/hab/d
Pensiones		350 l/hab/d
Restaurantes		50 l/m²/d
	Externos	40 l/alum/d
Escuelas	Internos	200 l/p/d
	Personas No residentes	50 l/p/d
Hospitales		600 l/cama/d
Clínicas		500 l/consultorio/d
	Mínima	80 - 125 l/p/d
Vivienda	Media	125 – 175 l/p/d
	Alta	175 - 350 l/p/d

Cuadro 8: Consumos específicos de agua según las Normas Técnicas de ANDA

4.8 VARIACIONES DE CONSUMO

Los diferentes elementos del Sistema se diseñarán considerando los siguientes coeficientes de variación de consumo de agua que las Normas técnicas de ANDA establecen en su Capítulo I, literal 6:

Consumo máximo diario 1.2 a 1.5 consumo medio diario

Consumo máximo horario: 1.8 a 2.4 consumo medio diario

Coefficiente de variación diaria K1 = 1.2 a 1.5

Coefficiente de variación horaria K2 = 1.8 a 2.4

Coefficiente de variación mínima horaria K3 = 0.1 a 0.3 consumo medio diario

4.9 CALCULO DE CAUDALES PARA EL DISEÑO

Una vez que se han expuesto los conceptos anteriores que serán de mucha utilidad para analizar y calcular todos aquellos datos concernientes al diseño, procedemos al cálculo de caudales como sigue:

4.9.1 Caudal Medio Diario (Qmd).

El caudal medio diario es el consumo que se espera requiera la población de diseño en un día, para el cálculo se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q_{med} = \frac{Dotación * N^{\circ} de Habitantes}{86400} \left(\frac{lt}{s} \right)$$

Donde:

Población: al final de los 20 años = 17540 habitantes (ver cuadros)

Dotación: Según Cuadro 9 y considerando que nuestra población es de una densidad Poblacional media y por recomendaciones de A.N.D.A tomaremos el promedio de la Dotación para una vivienda media que será:

$$125 \text{ l/p/d} < \text{Dotación} < 175 \text{ l/p/d}$$

$$\text{Dotación escogida: } 125 \text{ l/p/d}$$

$$Q_{med} = \frac{125 * 17540}{86400} = 25.38 \frac{lt}{s}$$

Esta dotación de que personal de Escuelas alumnos externo

$$Q_{medEsc} = \frac{40 * 650}{86400} = 0.30 \frac{lt}{s}$$

$$Q_{medIgl} = \frac{0.03 * 180}{86400} = 0.000062 \frac{lt}{s}$$

$$Q_{medTotal} = 25.38 + 0.30 + 0.000062 = 25.68 \frac{lt}{s}$$

4.9.2 Caudal Máximo Diario (QmaxD).

Es el máximo consumo que se espera realice la población en un día y se calcula como un Factor de ampliación (K1) del Qmd, dicho factor está establecido por la norma técnica de ANDA. Para el cálculo del Caudal Máximo Diario utilizaremos la siguiente fórmula:

$$Q_{maxD} = Q_{med} * k1 \left(\frac{lt}{s} \right)$$

Donde k1 es un coeficiente de variación de consumo de agua, los cuales se señalan en Las Normas Técnicas de A.N.D.A Capítulo I, literal 6.-

Se tomará el un valor de los disponibles del rango para el coeficiente de variación de consumo de agua ya que se pretende obtener un diseño eficiente y confiable y consigo mismo asegurar el diseño al final de los 20 años, cabe mencionar que no necesariamente se debe utilizar el promedio si no que queda a opción del diseñador.

$$1.2 < k1 < 1.5$$

$$k1 \text{ seleccionado} = 1.3$$

Aplicando la fórmula, se tienen:

$$Q_{maxD} = 1.3 * 25.68 = 33.384 \frac{lt}{s}$$

4.9.3 Caudal Máximo Horario (QmaxH) [Caudal del diseño]

Es el máximo gasto que será requerido en una determinada hora del día, y se calcula como un valor ampliado del Qmed:

$$Q_{máxH} = k2 * Q_{med}$$

Donde k2 es un coeficiente de variación Máxima de consumo de agua. Las Normas Técnicas de A.N.D.A Capítulo I, literal 6. Al igual que el caudal máximo diario se utilizarán los mismos criterios para determinar el coeficiente de variación de consumo de agua.

$$1.8 < k2 < 2.4$$

$$k2 \text{ seleccionado: } 2.4$$

Aplicando la formula, se tiene:

$$Q_{máxH} = 2.4 * 25.68 = 61.63 \frac{lt}{s}$$

4.9.4 Caudal Mínimo Horario (Qminh)

Es la menor cantidad de agua que será requerida en una hora por día, es calculado como un factor de reducción del Qmd, dicho factor (k3) establecido por la norma.

$$Q_{minH} = k3 * Q_{med}$$

Donde K3 es un coeficiente de variación Mínima de consumo de agua. Las Normas Técnicas de A.N.D.A Capítulo I, literal 6. Para nuestro caso se tomará un valor del intervalo del coeficiente de variación de consumo de agua, tomando en cuenta los criterios que se aplicaron en el cálculo del QmaxD

$$0.10 < k_3 < 0.30$$

k_3 seleccionado: 0.30

Aplicando la fórmula, se tiene:

$$Q_{minH} = 0.30 * 25.68 = 7.70 \frac{lt}{s}$$

DATOS DEL PROYECTO		
INFORMACIÓN GENERAL		
Municipio:	Tepecoyo	
Cantón:	Tepecoyo	
Caserío:	Tepecoyo	
Fuente de agua:	Pozo	
Aforo:	25.87	lt/s
DATOS DE LA POBLACIÓN		
Población:	16356	personas
Tasa de crecimiento	0.35	%
Período de diseño:	20	años
Año actual:	2023	
ESCUELAS: 650 PERSONAS		
Escuela 1:	150	personas
Escuela 2:	200	personas
Escuela 3:	300	personas
IGLESIAS: 180 PERSONAS		
Iglesia 1:	75	personas
Iglesia 2:	25	personas
Iglesia 3:	80	personas
DATOS TÉCNICOS		
Dotación doméstica:	125	l/p/d
Dotación escuelas:	40	l/p/d
Dotación iglesias:	40	l/p/d
Factor k1:	1.3	
Factor k2:	2.4	
Factor k3:	0.3	
Horas de operación:	20	horas

Cuadro 9: Datos del proyecto

Por lo tanto, dado que el caudal del aforo del segundo pozo puede suplir el caudal necesario para la nueva demanda, se diseñará la nueva línea de impelencia a partir del nuevo pozo.

4.10 DISEÑO DE LA BOMBA DE BOMBA SUMERGIBLE PARA POZO

4.10.1 Datos de entrada

- Fuente: Pozo entubado en 10". Profundidad total: 820 ft.
- Nivel estático (NE): 560.52 ft.
- Nivel dinámico (ND): 576.90 ft (en bombeo).
- Descarga: Cisterna abierta al mismo nivel del broquel (511 msnm)
- Caudal de diseño: $Q = 25.68 \text{ L/s} = 0.02568 \text{ m}^3/\text{s} \approx 407 \text{ gpm}$.
- Operación: 20 h/día.
- Columna/impulsión: Acero al carbono 6" Sch 40 ($ID \approx 0.154 \text{ m}$).
- Longitud hidráulica: 176 m vertical + 10 m equivalentes accesorios $\rightarrow L \approx 186 \text{ m}$.
- Propiedades: $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$; $g = 9.81 \text{ m/s}^2$; $\nu \approx 1.0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ a 20°C .

4.10.2 Criterios y metodología

- CDT (Carga Dinámica Total) = Carga estática + Pérdidas por fricción + Presión en descarga.
- Velocidad recomendada en impulsión: 0.5–2.5 m/s.
- Pérdidas por fricción: método Darcy–Weisbach.

4.10.3 Hidráulica de la impulsión (acero 6")

Diámetro interior aproximado: $D = 0.154 \text{ m} \rightarrow \text{Área } A = \pi D^2/4 = 0.01863 \text{ m}^2$.

Velocidad media: $v = Q/A = 0.02568 / 0.01863 = 1.38 \text{ m/s} \rightarrow$ dentro de 0.5–2.5 m/s.

Relación $L/D = 186 / 0.154 = 1208$; término cinético $v^2/2g = (1.38)^2 / (2 \cdot 9.81) = 0.097 \text{ m}$.

Coefficiente de fricción (Moody/Colebrook): $f \approx 0.020$ ($\varepsilon \approx 0.045 \text{ mm}$, $Re \sim 2.1 \times 10^5$).

Pérdidas por fricción (Darcy–Weisbach):

$$hf = f \cdot (L/D) \cdot (v^2/2g) = 0.020 \cdot 1208 \cdot 0.097 = 2.34 \text{ m} \rightarrow \text{adoptar } hf = 2.30 \text{ m}.$$

(La longitud equivalente de accesorios – check, compuerta, codos, medidor – está incluida en $L = 186 \text{ m}$).

4.10.4 Carga Dinámica Total (CDT)

Carga estática: ND $\rightarrow$ descarga = $576.90 \text{ ft} \times 0.3048 = 175.9 \text{ m}$

Pérdidas por fricción (acero 6"): $h_f = 2.30 \text{ m}$

Presión en descarga: 0 m (cisterna abierta)

$$\text{CDT} = 175.9 + 2.30 + 0 = 178.2 \text{ m } (\approx 585 \text{ ft})$$

4.10.5 Potencia requerida

Potencia hidráulica:

$$P_h = \rho \cdot g \cdot Q \cdot \text{CDT} = 1000 \cdot 9.81 \cdot 0.02568 \cdot 178.2 = 44.9 \text{ kW}$$

Potencia al eje (bomba + motor):

- Con $\eta_g = 0.60 \rightarrow P_{\text{eje}} = 44.9 / 0.60 = 74.8 \text{ kW} \approx 100.3 \text{ HP}$
- Con $\eta_g = 0.65 \rightarrow P_{\text{eje}} = 44.9 / 0.65 = 69.1 \text{ kW} \approx 92.7 \text{ HP}$
- Con $\eta_g = 0.55 \rightarrow P_{\text{eje}} = 44.9 / 0.55 = 81.6 \text{ kW} \approx 109.5 \text{ HP}$

Selección recomendada: Motor sumergible nominal 100 HP (mínimo). Evaluar 125 HP si se desea holgura 10–20%. De acuerdo a los criterios de diseño, dado que la bomba sumergible es la más difícil de dar mantenimiento y es un equipo que trabaja regularmente en el sistema, es importante tener suficiente holgura en la capacidad para asegurar que el equipo no va a fallar.

Análisis cada 5 años de la capacidad del equipo:

PARA AÑO 0: 16,356 PERSONAS					
Datos para bomba	Resultado	Unidad	Datos para caudal	Resultado	Unidad
Diametro interior	0.154	m	Dotacion	125	l/p/d
Area	0.01863	m2	Poblacion	16,356	personas
Velocidad	1.29	m/s	Caudal medio	0.02396	m3/s
Longitud	186	m			
Relacion L/D	1,207.79				
Termino cinetico	0.0844	m			
Coeficiente de friccion	0.020				
Perdidas por friccion	2.000	m			
Carga estatica	175.90	m			
CDT	177.90	m			
Potencia hidraulica	41.82	kW			
Potencia de bomba (60%)	93.47	HP			

PARA AÑO 5: 16,645 PERSONAS					
Datos para bomba	Resultado	Unidad	Datos para caudal	Resultado	Unidad
Diametro interior	0.154	m	Dotacion	125	l/p/d
Area	0.01863	m2	Poblacion	16,645	personas
Velocidad	1.31	m/s	Caudal medio	0.02438	m3/s
Longitud	186	m			
Relacion L/D	1,207.79				
Termino cinetico	0.0873	m			
Coeficiente de friccion	0.020				
Perdidas por friccion	2.100	m			
Carga estatica	175.90	m			
CDT	178.00	m			
Potencia hidraulica	42.57	kW			
Potencia de bomba (60%)	95.15	HP			

PARA AÑO 10: 16,938 PERSONAS					
Datos para bomba	Resultado	Unidad	Datos para caudal	Resultado	Unidad
Diametro interior	0.154	m	Dotacion	125	l/p/d
Area	0.01863	m2	Poblacion	16,938	personas
Velocidad	1.33	m/s	Caudal medio	0.02481	m3/s
Longitud	186	m			
Relacion L/D	1,207.79				
Termino cinetico	0.0904	m			
Coeficiente de friccion	0.020				
Perdidas por friccion	2.200	m			
Carga estatica	175.90	m			
CDT	178.10	m			
Potencia hidraulica	43.34	kW			
Potencia de bomba (60%)	96.86	HP			

PARA AÑO 15: 17,237 PERSONAS					
Datos para bomba	Resultado	Unidad	Datos para caudal	Resultado	Unidad
Diametro interior	0.154	m	Dotacion	125	l/p/d
Area	0.01863	m2	Poblacion	17,237	personas
Velocidad	1.35	m/s	Caudal medio	0.02524	m3/s
Longitud	186	m			
Relacion L/D	1,207.79				
Termino cinetico	0.0936	m			
Coeficiente de friccion	0.020				
Perdidas por friccion	2.300	m			
Carga estatica	175.90	m			
CDT	178.20	m			
Potencia hidraulica	44.12	kW			
Potencia de bomba (60%)	98.61	HP			

PARA AÑO 20: 17,540 PERSONAS					
Datos para bomba	Resultado	Unidad	Datos para caudal	Resultado	Unidad
Diametro interior	0.154	m	Dotacion	125	l/p/d
Area	0.01863	m ²	Poblacion	17,540	personas
Velocidad	1.38	m/s	Caudal medio	0.02568	m ³ /s
Longitud	186	m			
Relacion L/D	1,207.79				
Termino cinetico	0.0968	m			
Coeficiente de friccion	0.020				
Perdidas por friccion	2.300	m			
Carga estatica	175.90	m			
CDT	178.20	m			
Potencia hidraulica	44.89	kW			
Potencia de bomba (60%)	100.32	HP			

Resumen		
Año	Poblacion	Potencia
0	16,356	93.47
5	16,645	95.15
10	16,938	96.86
15	17,237	98.61
20	17,540	100.32

Por lo tanto, dado que el cambio en la potencia es pequeño en el tiempo, se recomienda que se haga una sola compra del equipo, el cual con un buen mantenimiento y garantía, puede funcionar todo el tiempo de diseño del proyecto.

4.10.6 Recomendaciones técnicas

- Instalación: ubicar la bomba ~50 ft (≈ 15 m) por debajo del ND para submergencia segura.
- Accesorios mínimos: válvula de retención sumergible, válvula de compuerta en superficie, manómetro, vacuómetro y caudalímetro.
- Control y protección: arranque/parada rampados (soft-starter o VFD), protección por bajo nivel y sobrecorriente.
- Operación: punto objetivo 407 gpm @ CDT ≈ 585 ft; verificar BEP con la curva del fabricante.

4.10.7 Especificación resumida para el proveedor

- Caudal de diseño: 407 gpm
- CDT (TDH): ≈ 585 ft
- Bomba sumergible: 8" (tazones) para ademe 10", $\eta \geq 70\%$ cerca del punto de operación
- Motor: 100 HP (considerar 125 HP por holgura).
- Columna/impulsión: Acero 6" Sch 40

4.11 DISEÑO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

4.11.1 Generalidades

Las Normas Técnicas de A.N.D.A (Cap. I, Numeral 15), establecen que, considerando las probabilidades de ocurrencia y la prioridad en las demandas, un diseño económico se alcanzara comparando el volumen necesario para atender las variaciones de consumo, con la suma de los volúmenes de incendios y reparaciones o cortes de energía, para luego optar por la condición de mayor volumen.

Así mismo en el literal b, del Mismo Numero 15, las Normas Técnicas de ANDA (N.T.A), indican que los tanques se diseñaran de acuerdo con la integración de la variación horaria del día de mayor consumo y los valores de $K1$ y $K2$ consecuentemente se adoptaran los volúmenes mínimos siguientes:

- 24 h/día de aducción 20% de Consumo medio diario
- 20 h/día de aducción 30% de Consumo medio diario
- 18 h/día de aducción 42% de Consumo medio diario
- 16 h/día de aducción 48% de Consumo medio diario

Hay que determinar el volumen que almacenara el tanque, para ello realizaremos la comparación de tres volúmenes:

1. El volumen de Variación Horaria
2. El volumen por Incendio
3. El volumen por reparaciones

4.11.2 Volumen de Variaciones Horarias

Para nuestro caso, como la tubería de aducción le suministrara agua por bombeo al tanque de almacenamiento durante 20 h/día, y tomando en cuenta que para 20 horas de aducción es equivalente al 30% del Consumo Medio Diario para obtener el Volumen del Tanque al cual le llamaremos Volumen 1 (V1).

4.11.3 Formula a utilizar para el cálculo del volumen del tanque de almacenamiento (V1)

Debido a que son 20 horas de bombeo:

$$V1 = 30\% * Q_{med} * 57600$$

Teniendo como información inicial:

$$Q_{med} = 25.68 \frac{lt}{s}$$

Sustituyendo en la ecuación se tiene:

$$V1 = 30\% * 25.68 \frac{lt}{s} * 57600 s = 443750.4 lt$$

$$V1 = 443750.4 lt * \frac{1 m^3}{1000 lt} = 443.7504 m^3 \approx \mathbf{444 m^3}$$

4.11.4 Volumen Por Incendio

Según las Normas Técnicas de A.N.D.A, Cap. I, Numeral 15^a verlas en anexo, indica que para incendio se considera un volumen de 90 m³., por sistema; para reparaciones se estimará el aducido/hora durante un mínimo de 2 horas.

$$V2 = 90 m^3$$

4.11.5 Volumen Por Reparaciones

En el mismo Numeral 15a. parte primera de las Normas Técnicas de ANDA (N.T.A), nos dice que para reparaciones se estimara el volumen aducido/hora durante dos horas (V3). Para dicho cálculo utilizaremos la siguiente fórmula para el caudal de bombeo:

$$Q_b = Q_{máxD} * \frac{24}{N}$$

Donde:

N = Número de horas de bombeo (20 horas)

$Q_{máxD} = 33.384 \text{ lt/s}$

Sustituyendo en la fórmula se tiene:

$$Q_b = 0.033384 \frac{m^3}{s} * \frac{24 \text{ h}}{20 \text{ h}} = 0.400608 \frac{m^3}{s}$$

Para el cálculo del volumen por reparaciones se hará uso la siguiente ecuación:

$$V3 = Q_{máxD} * 2 \text{ horas} = 0.033384 \frac{m^3}{s} * 2 \text{ h} * 3600 \frac{s}{h} = \mathbf{240.3648 \text{ m}^3}$$

Comparando volúmenes y tomando en cuenta el criterio de las Normas Técnicas de ANDA (N.T.A) en el Capítulo I, Numeral 15 (ver las normas en anexo), las cuales señalan que se realiza la suma de los volúmenes de incendios (V2) con el volumen por reparaciones o cortes de energía (V3), para luego comparar con el Volumen de Variaciones Horarias (V1) y así optar por la condición de mayor volumen:

$$V2 + V3 < V1$$

$$90 + 240.3648 < 444$$

$$330.3648 \text{ m}^3 < 444 \text{ m}^3$$

Entonces tomaremos el V1, para el diseño del diámetro del tanque de almacenamiento por tener un mayor volumen.

4.11.6 Cálculo de Dimensiones del Tanque de Almacenamiento

Se diseñará un tanque cilíndrico, con una relación estabilidad en el momento que ocurra un sismo, para evitar que se produzcan volteos o presiones muy altas que afecten la parte inferior del tanque.

Las fórmulas a utilizar son:

$$\text{Área} = \pi * r^2$$

$$\text{Volumen} = \pi * r^2 * h$$

Se asume inicialmente un radio de 6 metros:

$$h = \frac{Volumen}{\pi * r^2} = \frac{444 \text{ m}^3}{\pi * 6^2} = 3.925822 \text{ m} \approx 4 \text{ m (Altura de tirante)}$$

Ya que el tirante se ha considerado de 4 m de altura, se tomará una ligera sobre elevación para que el tanque almacene el volumen proyectado, siendo la altura real del tanque de 4.5 metros, pero para efectos del volumen de agua esperado se utilizarán los 4 metros calculados. Se deberá comprobar que estas dimensiones logran cubrir el volumen máximo esperado:

$$Volumen = \pi * 6^2 * 4 = 452.389342 \text{ m}^3$$

Que es mayor al volumen esperado (V1) por lo que sus dimensiones serán adecuadas.

4.11.7 Numero de respiraderos

El número de respiraderos a colocar en los tanques está de acuerdo con la capacidad del tanque y según recomendaciones de A.N.D.A que se muestran en el siguiente cuadro:

VOLUMEN DEL TANQUE (m3)	Nº DE RESPIRADEROS	DIÁMETRO DE LOS RESPIRADEROS	TIPO DE ACCESORIOS
HASTA 100	1	3	A
100 - 500	2	3	B
500 - 1000	2	4	
1000 - 2000	3	4	
2000 - 6000	3	6	

Cuadro 10: Número de respiraderos en tanque de acuerdo a variación de volumen

El número de respiraderos para un volumen de 452.3893 m³ (que corresponde a nuestro tanque V = 452.3893 m³), es de 2 con un diámetro de 3" y del Tipo "B".

4.11.8 Cañería de limpieza

Para el diseño de esta cañería, lo haremos considerando el caso más desfavorable, como lo es el criterio de evacuación por emergencia. En consideración al pequeño volumen efectivo del tanque de 452.39 m³, se considera que un tiempo prudencial para evacuar el agua contenida en el tanque, sin causar daños a la población vecina, ni ocasionar graves problemas de erosión.

Se sabe que el volumen a evacuar va ir disminuyendo conforme transcurra el tiempo de acuerdo con la variación de la altura del agua en el tanque, por tanto, tenemos: se le colocara una tubería de 6" Ho Fo con una válvula Ho Fo de 6" para controlar la salida del agua.

4.12 PROPUESTA DE EQUIPO DE BOMBEO Y LINEA DE IMPELENCIA

Esta se ubicará entre el tanque de succión y el tanque de almacenamiento; la potencia dimensionará con la fórmula:

$$P = \frac{\gamma Q H_T}{76\eta}$$

En donde:

$$\gamma = 1000 \frac{kg}{m^3} = \text{Peso específico del agua por } m^3$$

$$Q_b = 40.0608 \frac{lt}{s}$$

$$H_{max} = 158 m$$

$$\eta = 75\% \text{ de eficiencia de la bomba}$$

Primeramente, se deberá obtener el diámetro con que se desplaza en el rango permitido de velocidades:

$$Q = Av \rightarrow A = \frac{Q}{v} = \frac{0.0400608 \frac{m^3}{s}}{1.5 \frac{m}{s}} = 0.0267072 m^2$$

$$A = \pi * \frac{d^2}{4} \rightarrow d = \sqrt{\frac{4 * A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.0267072}{\pi}} = 0.1844035 m$$

$$d = 0.184403 m * \frac{1 in}{0.0254 m} = 7.2599816 m \approx 8 in$$

Con ello se encuentran pendiente para pérdidas longitudinales:

$$s = \left(\frac{Q}{0.2785 * C * D^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}} = \left(\frac{0.0400608}{0.2785 * 130 * 0.2032^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}} = 0.0078796 \frac{m}{m}$$

Siendo la longitud de succión de la tubería de 38 metros, con 2 metros extras para sumergirla, las pérdidas serán:

$$hf = 40 \text{ m} * 0.0078796 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 0.3151833 \text{ m} \approx 1.0340659 \text{ ft}$$

Y considerando que el agua será llevada desde 511 msnm hasta 669 msnm, siendo sus diferencias totales de altura:

$$H_T = hf + \Delta H = 0.3151833 + (669 - 511) = 158.3151833 \text{ m}$$

Con ello la potencia se obtendrá como:

$$P = \frac{\gamma Q H_T}{76\eta} = \frac{1000 * 0.0400608 * (158.3151833)}{76 * 0.75} = 111.26726 \approx 120 \text{ HP}$$

Considerando que la potencia deberá ser mayor a la mínima calculada, se tomará que se necesita una bomba con una potencia de 120 HP.

4.13 EQUIPO DE CAPTACION A TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Se debe considerar en la práctica, un cierto margen para los motores eléctricos, según el manual de hidráulica de Azevedo Neto, los siguientes valores son recomendables:

50% para las bombas de	2HP
30% para las bombas de	2 a 5 HP
20% para las bombas de	5 a 10 HP
15% para las bombas de	10 a 20 HP
10% para las bombas de más de	20 HP

4.13.1 Diseño de la línea de impelencia

La línea de impelencia se ha calculado, para conducir el caudal de bombeo, durante un periodo de 20 horas diarias, correspondiente al final del periodo de diseño.

La determinación del diámetro más económico de la línea de impelencia, se ha efectuado en base a la fórmula de Bresse, con la información presentada.

Datos:

$$Q_{máxD} = 33.384 \frac{lt}{s}$$

$$Q_b = 40.0608 \frac{lt}{s}$$

$$\text{Longitud de línea de impelencia} = 2500 \text{ m}$$

Con ello se utiliza la fórmula:

$$D_{Económico} = \frac{1}{3} * \left(\frac{N}{24}\right)^{\frac{1}{4}} * (Q_b)^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{3} * \left(\frac{20}{24}\right)^{\frac{1}{4}} * (0.0400608)^{\frac{1}{2}} = 0.2486038 \text{ m}$$

$$D_{Económico} = 0.2486038 \text{ m} * \frac{1 \text{ in}}{0.0254 \text{ m}} = 9.7875531 \text{ m} \approx \mathbf{10 \text{ in}}$$

A partir de la fórmula del caudal o de continuidad, determinaremos el diámetro que se tomara; para esto, usaremos la velocidad (0.51 m/seg) que es permitido por las Normas Técnicas de ANDA en su Numeral 10, de ADUCCION parte primera, ya que la distancia entre la fuente y el tanque de almacenamiento es de 2,500 metros (ver plano) lo que nos provocaría muchas pérdidas, y lo que ocasionaría que no llegara agua hasta el tanque. Considerando también la distancia de esta misma, por supuesto sin dejar de lado las perdidas.

LA TUBERÍA A UTILIZAR SERÁ DE HO.FO. D = 10" CÉDULA 40

Se tiene que el caudal de la fuente será de 25.87 lt/s con lo que convertido se tiene que son 0.02587 m3/s; aplicando el software Epanet 2012 se tendrá que la velocidad que proporciona el diámetro de 10 pulgadas está dentro del rango establecido, por lo que se acepta este diámetro.

Además, la cota en el punto cero donde se ubica la caja de captación es de 511 msnm y la altura de la estación de bombeo está a una altura de 669 msnm. Con una diferencia de nivel es de 158 m.c.a, por lo que según el software WaterCad la presión en la salida de la bomba es de 161.86 m.c.a equivale a 230.24 PSI.

Por lo que con esta presión se tiene la capacidad de llenar el tanque de almacenamiento y distribución para ser uso de la población de la zona; el programa utilizado para obtener las presiones, velocidades y diámetros de tubería es el WaterCad, ya que en la actualidad es uno de los más utilizados o de mayor facilidad de manejo.

4.13.2 VALIDACIÓN DE LA LINEA DE BOMBEO CON EL REBOMBEO

Esta línea se diseñará en base a lo estipulado en las Normas Técnicas de A.N.D.A: Numeral 16, Parte primera (Ver en anexo), dice que las redes sin hidrante, caso de localidades pequeñas, aledañas, sin servicio de bomberos (en nuestro caso). Se diseñarán con base al caudal máximo horario de la población de diseño.

La red se diseñará con velocidades menores o iguales a 1.50 m/seg, como lo establece las Normas Técnicas de ANDA en su numeral 16 (ver en anexo). Para este diseño se utilizará Tubería de HoFo chapa 40, mientras que la información a utilizar será:

$$Q_{máxH} = 61.63 \frac{lt}{s}$$

$$Longitud\ de\ la\ tubería = 3103\ m$$

$$Elevación\ del\ tanque = 819\ msnm$$

$$C = 130$$

De acuerdo con el diseño, la tubería a utilizar será HoFo. Para esta tubería el coeficiente de Hazen-Williams será de $C = 130$ (Tubería Nueva). Si se utiliza una tubería cédula 40. Haciendo una conversión de unidades, es decir los PSI se transforman a metros de columna de agua (mca); la carga estática que soporta la línea es la diferencia de niveles que existe entre el tanque de almacenamiento y el punto de entrada de la red:

$$\Delta H = 819 - 669 = 150\ m$$

Dado que se cumplen condiciones similares a las del primer análisis se puede concluir que se pueden utilizar los mismos equipos calculado para la etapa del rebombeo hasta el tanque.

CAPÍTULO V:
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

5. Capítulo V: Conclusiones y recomendaciones

5.1 Conclusiones

1. Al revisar las condiciones actuales del sistema de abastecimiento de agua potable para Tepecoyo se concluye que ya no cumple con las condiciones poblacionales actuales, a tal grado que obras de captación que se han agregado se encuentran subutilizadas haciendo ineficiente el sistema.

2. Las deficiencias en el suministro de agua potable a los habitantes de Tepecoyo es producto de su crecimiento poblacional dado que el diseño original ya cumplió con el tiempo de diseño por lo que se requiere un nuevo diseño.

3. El sistema de abastecimiento de Tepecoyo se encuentra afectado y trabaja bajo ineficiencias ya que se le ha introducido una demanda mucho mayor a su capacidad de distribución.

4. Debido al aumento de los desarrollos habitacionales se fue incluyendo la construcción de 3 tanques más, provocando que el sistema original ya no cuente con un caudal y capacidad suficiente para la demanda.

5. A partir de la investigación, la solución que proponemos al problema de la comunidad está en utilizar el nuevo pozo, darle de baja al pozo actual e invertir en los nuevos equipos de bombeo, tuberías de línea de impelencia y tanque de distribución de acuerdo al diseño propuesto.

5.2 Recomendaciones

1. Construir un tanque de volumen de 444m^3 para sustituir el actual de 300 m^3 . Las dimensiones según diseño serán de radio= 6m Altura= 4.5mts .
2. Realizar un cambio de equipo de bombeo y de rebombeo de 75 HP por equipos de 120 HP .
3. La alcaldía de Tepecoyo deberá de realizar aforos periódicos al pozo para garantizar un caudal constante o sostenido para poder abastecer la demanda de la población, el caudal proyectado que se debe de garantizar es de $Q= 0.02587\text{ m}^3/\text{s}$.
4. Se recomienda a la alcaldía de Tepecoyo deberá de realizar campañas de sembrar árboles, de difusión a la población sobre el cuidado del medio ambiente para así mantener una fuente de abastecimiento libre de contaminaciones y que no merme su caudal ni su calidad.
5. Independizar los sistemas que abastecen a las comunidades para así poder mejor aprovechamiento de los recursos hídricos y propios del sistema como son los equipos de bombeo, los cuales al no estar bien diseñados se acorta drásticamente su vida útil.
6. Implementar equipos de bombeos que cuenten con tecnología para ahorrar energía, de fácil mantenimiento y con un stock de repuestos en el mercado local.
7. Contar con personal capacitado en el manejo y funcionamiento de estaciones de bombeo de agua potable.
8. Aumentar el diámetro de la línea de impelencia de $6''$ a $10''$, además de hacer un punto de rebombeo a una distancia de $2,500\text{m}$ del pozo y a una altura de 669 msnm para poder llegar hasta un tanque de capacidad de $V=444\text{ m}^3$ y distribuir por gravedad a la comunidad.

BIBLIOGRAFÍA

- Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA). (2014). *Normas técnicas para abastecimiento de agua potable y alcantarillados de aguas negras*. San Salvador, El Salvador: Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA).
- ANDA. (2014). *Normas Técnicas para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillados de Aguas Negras*. San Salvador, El Salvador: Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados.
- Arioché, M. M. (Abril de 2012). *Piura Udep Perú*. Recuperado el 3 de Febrero de 2021, de Universidad Piura: https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/11042/2053/ICI_192.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- CONACYT. (2010). *AGUA POTABLE*. San Salvador, El Salvador: Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología.
- Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT). (2001). *Norma Salvadorena de Agua. Agua Potable*. San Salvador: Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT).
- PNUD El Salvador. (2021). *Agua limpia y saneamiento*. Recuperado el Febrero de 2021, de PNUD El Salvador: https://www.sv.undp.org/content/el_salvador/es/home/sustainable-development-goals/goal-6-clean-water-and-sanitation.html
- Salvador, S. T. (2019). *Objetivos de Desarrollo Sostenible*. San Salvador, El Salvador: Ministerio de Asuntos Exteriores y de Cooperación.

ANEXOS



28 de octubre de 2020

Universidad Técnica Latinoamericana
Presente.

Asunto: Solicitud de aprobación de tema de trabajo de graduación.

Reciba un cordial saludo de parte del Concejo Municipal de la Alcaldía de Tepecoyo, por este medio solicitamos sea aprobado como trabajo de graduación para los estudiantes Gerardo Antonio Escobar Águila y Marco Napoleón García Águila el diseño y formulación del proyecto "Ampliación y mejoramiento del sistema de distribución del agua potable del casco urbano del municipio de Tepecoyo, departamento de La Libertad". Esta solicitud está orientada debido a que nuestro municipio es pequeño y no tiene el acceso a los suficientes fondos para el desarrollo completo de este proyecto y el dinero ahorrado en la formulación, será utilizado para poder llevar este vital liquido a una mayor población. Sin otro particular, esperando una respuesta favorable a nuestra solicitud.

Atte,


Ana Janet González

Alcaldesa de la Ciudad de Tepecoyo



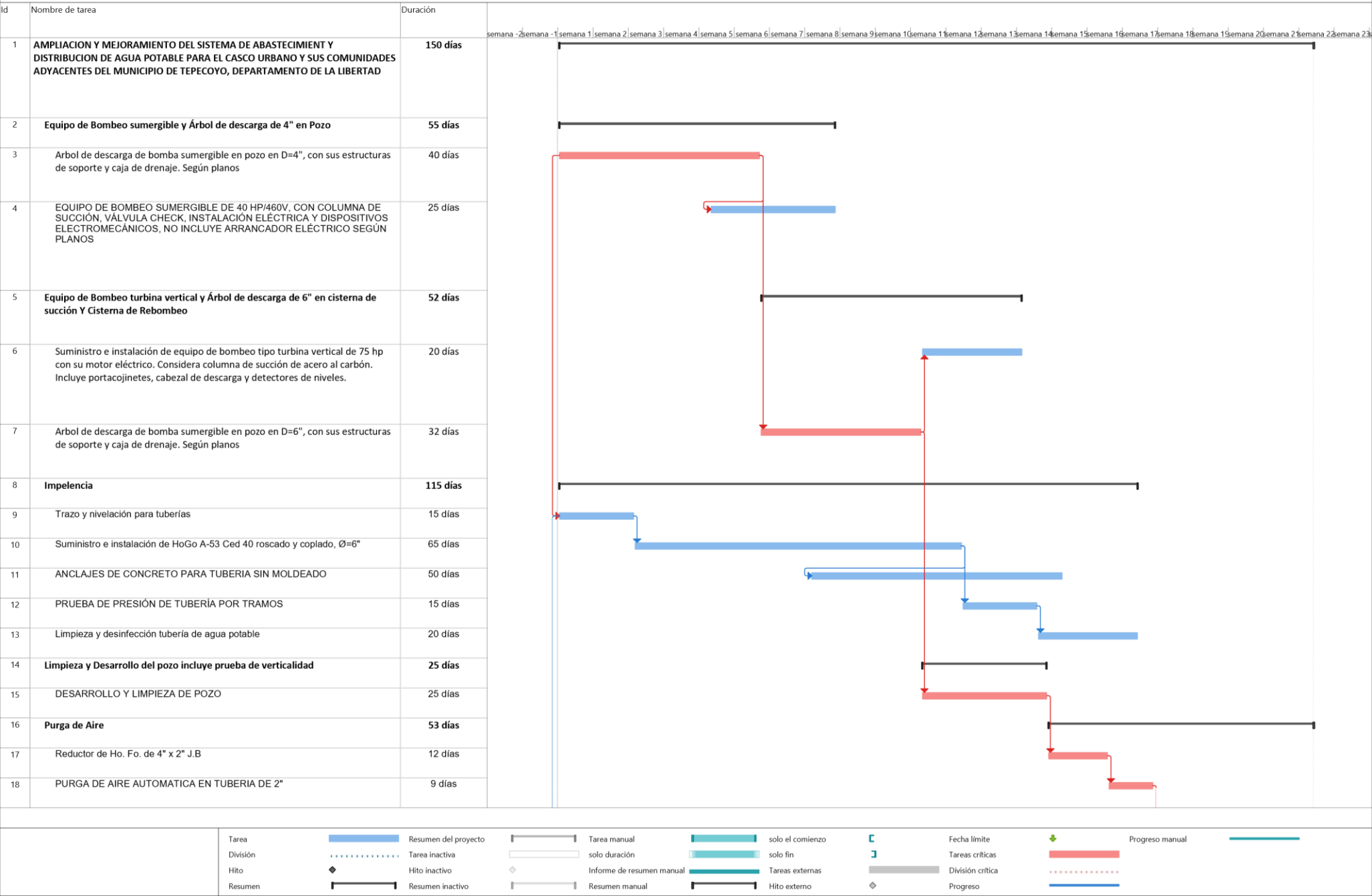
ALCALDÍA MUNICIPAL DE TEPECOYO, LA LIBERTAD

PLAN DE OFERTA.

Nombre de Proyecto:

		INDIRECTOS (30%)					
A-B-C	C	E	F	G	H	I	J
ITEM	Nombre de Actividad	Unidad de medida	Cantidad	precio unitario directo	precio unitario con indirectos	precio unitario total (incluye IVA)	precio total
Modulo :	Equipo de Bombeo sumergible y Árbol de descarga de 4" en Pozo						
1.1	Arbol de descarga de bomba sumergible en pozo en D=4", con sus estructuras de soporte y caja de drenaje. Según planos	U	1.00	\$ 13,500.00	\$ 16,875.00	\$ 19,068.75	\$ 19,068.75
1.2	EQUIPO DE BOMBEO SUMERGIBLE DE 40 HP/460V, CON COLUMNA DE SUCCIÓN, VÁLVULA CHECK, INSTALACIÓN ELÉCTRICA Y DISPOSITIVOS ELECTROMECÁNICOS, NO INCLUYE ARRANCADOR ELÉCTRICO SEGÚN PLANOS	U	1.00				
				\$ 18,758.63	\$ 23,448.29	\$ 26,496.57	\$ 26,496.57
Modulo :	Equipo de Bombeo turbina vertical y Árbol de descarga de 6" en cisterna de succión Y Cisterna de Rebombeo						
2.1	Suministro e instalación de equipo de bombeo tipo turbina vertical de 75 hp con su motor eléctrico. Considera columna de succión de acero al carbón. Incluye portacojinetes, cabezal de descarga y detectores de niveles.	U	2.00				
2.2	Arbol de descarga de bomba sumergible en pozo en D=6", con sus estructuras de soporte y caja de drenaje. Según planos	Sg.	2.00	\$ 35,776.23	\$ 44,720.29	\$ 50,533.93	\$ 101,067.86
Modulo :	Impelencia						
3.1	Trazo y nivelación para tuberías	M	5603.53	\$ 15,236.45	\$ 19,045.56	\$ 21,521.48	\$ 43,042.96
3.2	Suministro e instalación de HoGo A-53 Ced 40 roscado y coplado, Ø=6"	M	5603.53	\$ 0.70	\$ 0.88	\$ 0.99	\$ 5,547.49
3.3	ANCLAJES DE CONCRETO PARA TUBERIA SIN MOLDEADO	U	934.00	\$ 50.36	\$ 62.95	\$ 71.13	\$ 398,579.09
3.4	PRUEBA DE PRESIÓN DE TUBERÍA POR TRAMOS	M	5603.53	\$ 2.40	\$ 3.00	\$ 3.39	\$ 3,166.26
3.5	Limpieza y desinfección tubería de agua potable	M	5603.53				
Modulo :	Limpieza y Desarrollo del pozo incluye prueba de verticalidad						
4.1	DESARROLLO Y LIMPIEZA DE POZO			\$ 0.60	\$ 0.75	\$ 0.85	\$ 4,763.00

PROGRAMA DE TRABAJO



PROGRAMA DE TRABAJO

Id	Nombre de tarea	Duración	
19	Tee reductora de 6"x4" de HFD C-125	7 días	
20	Válvula de compuerta de Ø=2" en HFD JB ASME/ANSI B 16.1 Con dado operador y vástago no levadizo, Clase 125 según norma AWWA C-515, a instalar en tubería de Ø=2". Incluye accesorios de conexión a red y anclajes. Según planos	10 días	
21	Caja de 0.80X0.80X1.10 mts.	15 días	
22	Rotulaciones y publicaciones Costos Varios	7 días	
23	ROTULO F.I.S.	7 días	

Tarea		Resumen del proyecto		Tarea manual		solo el comienzo		Fecha límite		Progreso manual	
División		Tarea inactiva		solo duración		solo fin		Tareas críticas			
Hito		Hito inactivo		Informe de resumen manual		Tareas externas		División crítica			
Resumen		Resumen inactivo		Resumen manual		Hito externo		Progreso			



GEOCON

EOTECNIA , CONSULTORIA Y CONSTRUCCIÓN

**PROYECTO:
AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DEL
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO, Y
DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
PARA EL CASCO URBANO Y SUS
COMUNIDADES ADYACENTES, DEL
MUNICIPIO DE TEPECOYO,
DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD.”**

DIAGNOSTICO DE SUELO SOBRE TRAMO DE CALLE POR MEDIO DE POZO A CIELO ABIERTO.

San Salvador, 14 de Junio de 2021

Solicitante.

MARCO NAPOLEON GARCIA.

GERARDO ANTONIO ESCOBAR.

Presente.

Respetables Señores:

Por este medio remitimos a Ustedes nuestro informe de resultados de las calicatas en el proyecto: **"AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE PARA EL CASCO URBANO Y SUS COMUNIDADES ADYACENTES, DEL MUNICIPIO DE TEPECOYO, DEPARTAMENTO DE LA LOIBERTAD."** se realizaron (15 sondeos manuales) calicatas (pozos a cielo abierto) en puntos según se indicaron, los materiales encontrados fueron: Limo Arenoso (ML). Limo Arcilloso (ML), limo organico (OL), Arena Arcillosa (SC), Gravas Arcillosas (GC) y Arena Limosa (SM); como se muestra en los esquemas anexos.

Dichos ensayos fueron tomados en los puntos indicados por las personas interesadas, que manifiestan que los ensayos es con el propósito de instalar una tubería de agua potable, que será instalada sobre la carretera que conduce a la población de Tepecoyo Departamento de La Libertad.

Si la tubería va estar sujeta a carga vehicular se recomienda que los últimos 40 cm. sean compactados con otro material y mezclado con CEMENTO AL 5% y 20:1 en Volumen, lo anterior puede ser compactado con el mismo material encontrado en las excavación del zanja, donde va a estar instalada la tubería; la compactación al 90% en Suelo Natural y 95% en las capas de suelo cemento. La longitud estudiada para futuro proyecto es de aproximadamente 6.00 Km. Que es igual a 6,000 metros Lineales sobre dicha calle antes mencionada, el material encontrado en el fondo, es de regular a bueno para rasante de la tubería.

Sin más por el momento, nos ponemos a su disposición para cualquier consulta.

Atentamente,



Por GEOCON

Ing. Andrés Guzmán Molina
Especialista en Suelos y Materiales.



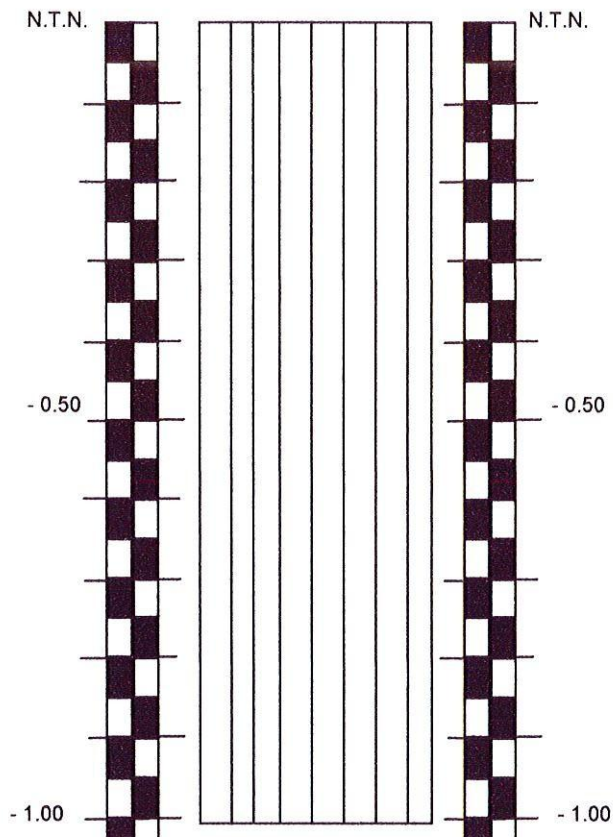
ENSAYOS TOMADOS EN CALLE.

PROFUNDIDAD REVISADA 1.00 MTS.

POZO N°1

**PROFUNDIDAD
EN MTS.**

ESCALA V: 1:10



POZO N°	ESTACION	PROFUNDIDAD EN METROS	ESTRATIGRAFIA						% DE HUMEDAD	CLASIFICACIÓN
1	0 + 200	0.50							30.00	Limo Arenoso: (ML) color café oscuro contiene 35 % Arena y 65 % Limo.
		1.00							35.00	Limo Arenoso: (ML) color café oscuro contiene 35 % Arena y 65 % Limo.

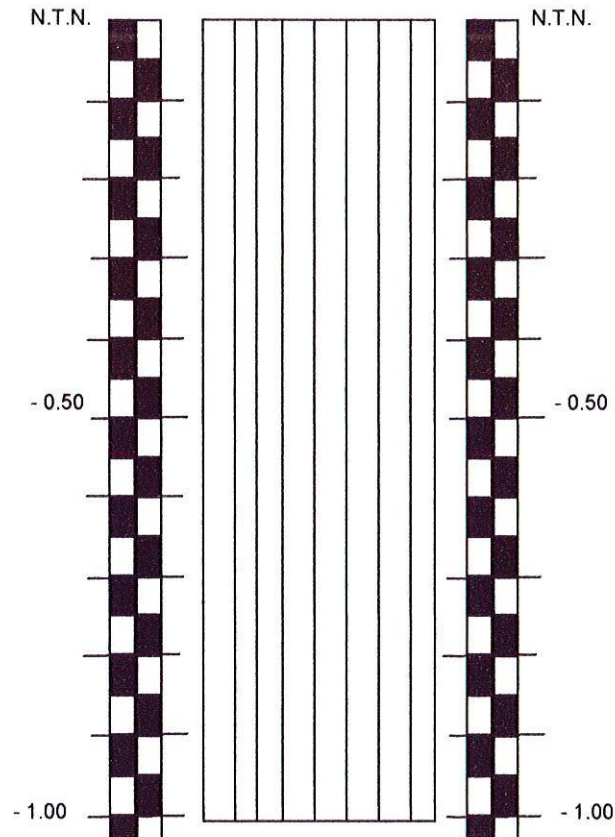
ENSAYOS TOMADOS EN CALLE.

PROFUNDIDAD REVISADA 1.00 MTS.

POZO N°2

**PROFUNDIDAD
EN MTS.**

ESCALA V: 1:10



POZO N°	ESTACION	PROFUNDIDAD EN METROS	ESTRATIGRAFIA	% DE HUMEDAD	CLASIFICACIÓN
2	0 + 600	0.50		30.00	Limo Arenoso: (ML) color café oscuro contiene 35 % Arena y 65 % Limo.
		1.00		26.00	Limo Arenoso: (ML) color café oscuro contiene 35 % Arena y 65 % Limo.

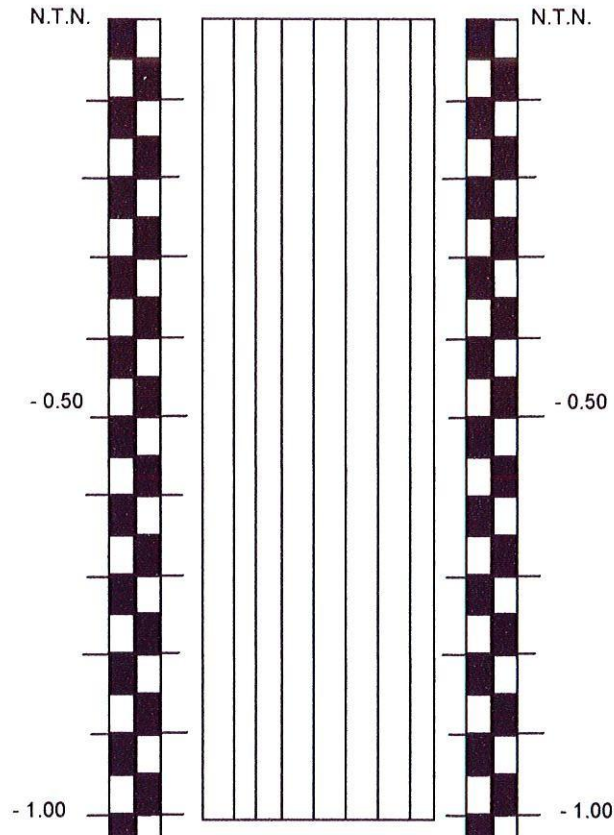
ENSAYOS TOMADOS EN CALLE.

PROFUNDIDAD REVISADA 1.00 MTS.

POZO N°3

**PROFUNDIDAD
EN MTS.**

ESCALA V: 1:10



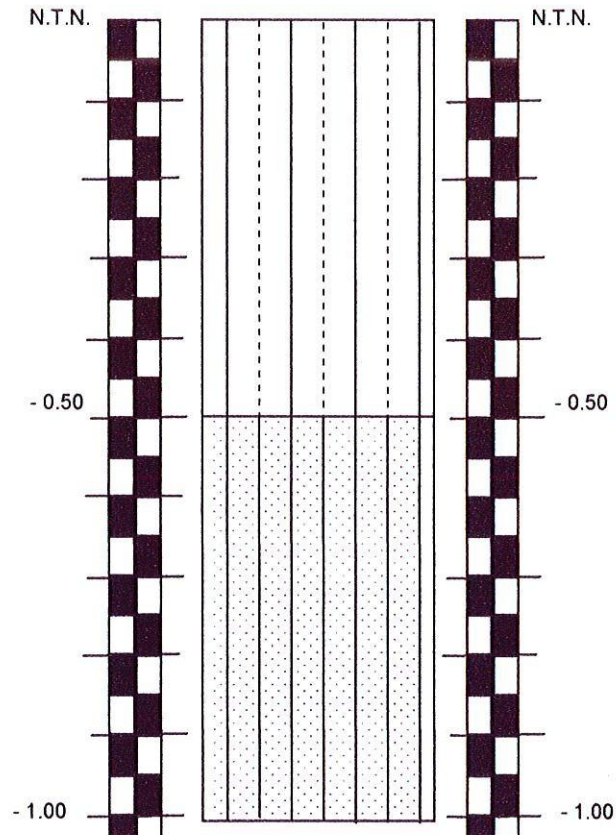
POZO N°	ESTACION	PROFUNDIDAD EN METROS	ESTRATIGRAFIA	% DE HUMEDAD	CLASIFICACIÓN
3	1 + 000	0.50		48.70	Limo Arcilloso: (ML) color café oscuro contiene 33 % Arena y 67 % Limo.
		1.00		55.00	Limo Arcilloso: (ML) color café oscuro contiene 33 % Arena y 67 % Limo.

ENSAYOS TOMADOS EN CALLE.

PROFUNDIDAD REVISADA 1.00 MTS.

POZO N°4

**PROFUNDIDAD
EN MTS.
ESCALA V: 1:10**



POZO N°	ESTACION	PROFUNDIDAD EN METROS	ESTRATIGRAFIA	% DE HUMEDAD	CLASIFICACIÓN
4	1 + 400	0.50		26.60	Limo Orgánico: (OL) color negro contiene 35% Arena y 65% Limo Orgánico.
		1.00		20.00	Arena Limosa: (SM) color café claro contiene 65% Arena y 35% Limo.

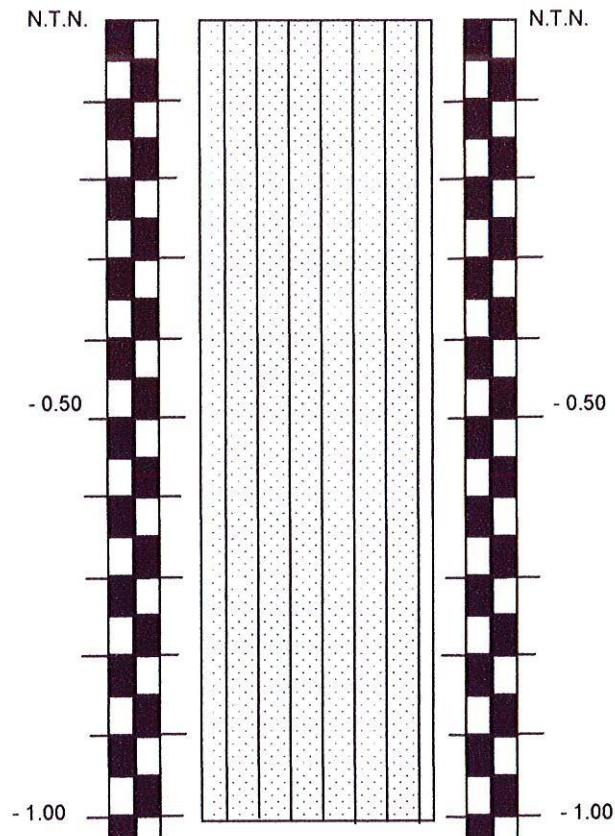
ENSAYOS TOMADOS EN CALLE.

PROFUNDIDAD REVISADA 1.00 MTS.

POZO N°5

**PROFUNDIDAD
EN MTS.**

ESCALA V: 1:10



POZO N°	ESTACION	PROFUNDIDAD EN METROS	ESTRATIGRAFIA	% DE HUMEDAD	CLASIFICACIÓN
5	1 + 800	0.50		30.00	Arena Limosa: (SM) color café contiene 55% Arena y 45% Limo
		1.00		18.10	Arena Limosa: (SM) color café claro contiene 65% Arena y 35% Limo.

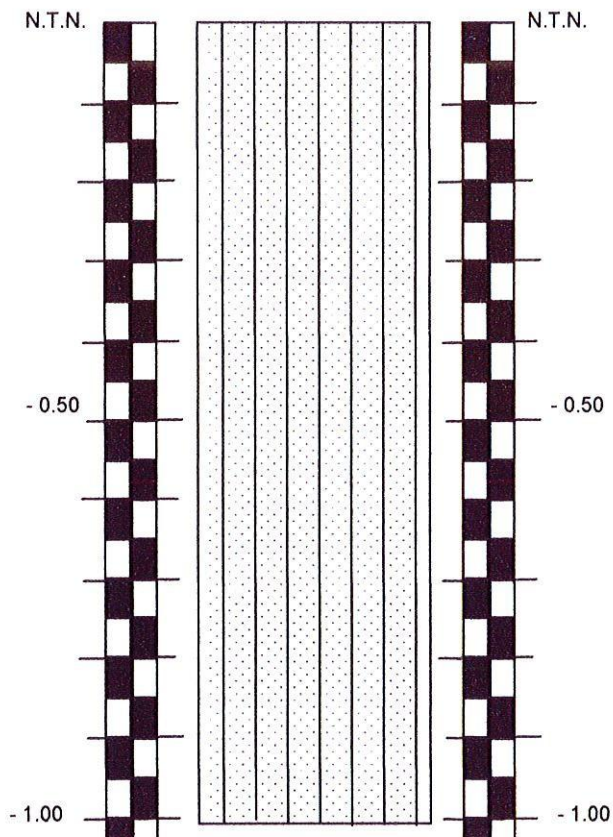
ENSAYOS TOMADOS EN CALLE.

PROFUNDIDAD REVISADA 1.00 MTS.

POZO N°6

**PROFUNDIDAD
EN MTS.**

ESCALA V: 1:10



POZO N°	ESTACION	PROFUNDIDAD EN METROS	ESTRATIGRAFIA	% DE HUMEDAD	CLASIFICACIÓN
6	2 + 200	0.50		35.00	Arena Limosa: (SM) color café contiene 55% Arena y 45% Limo
		1.00		40.00	Arena Limosa: (SM) color café contiene 55% Arena y 45% Limo.

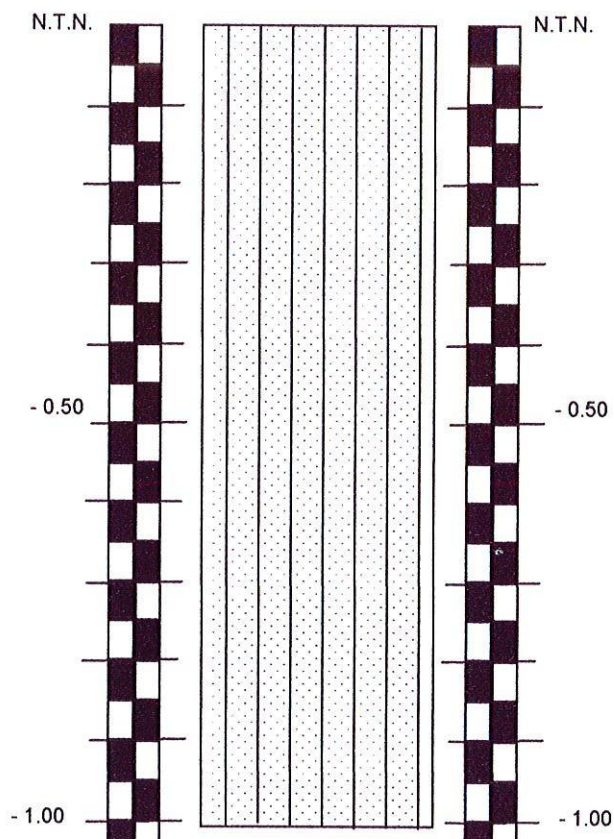
ENSAYOS TOMADOS EN CALLE.

PROFUNDIDAD REVISADA 1.00 MTS.

POZO N°7

**PROFUNDIDAD
EN MTS.**

ESCALA V: 1:10



POZO N°	ESTACION	PROFUNDIDAD EN METROS	ESTRATIGRAFIA	% DE HUMEDAD	CLASIFICACIÓN
7	2 + 600	0.50		38.40	Arena Limosa: (SM) color café contiene 55% Arena y 45% Limo
		1.00		25.00	Arena Limosa: (SM) color café claro contiene 65% Arena y 35% Limo.

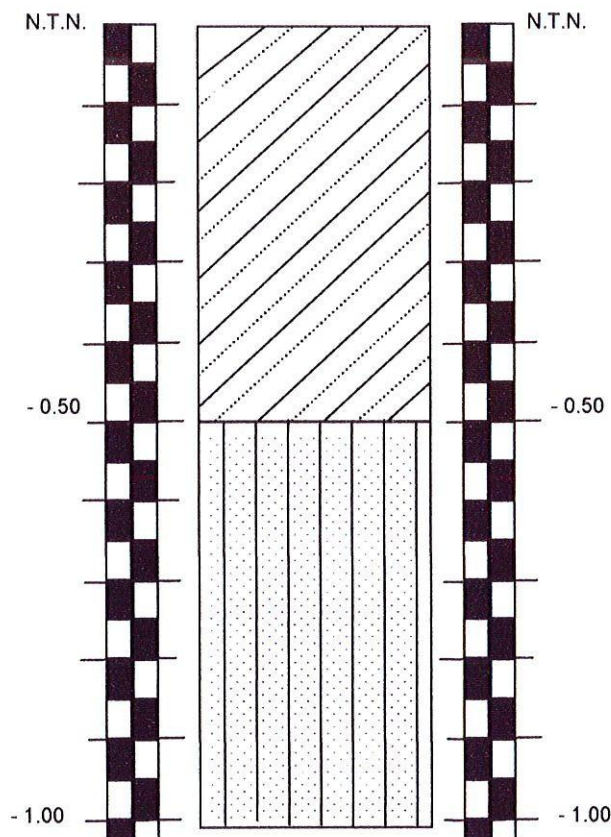
ENSAYOS TOMADOS EN CALLE.

PROFUNDIDAD REVISADA 1.00 MTS.

POZO N°8

**PROFUNDIDAD
EN MTS.**

ESCALA V: 1:10



POZO N°	ESTACION	PROFUNDIDAD EN METROS	ESTRATIGRAFIA	% DE HUMEDAD	CLASIFICACIÓN
8	3 + 000	0.50		36.00	Arena Arcillosa: (SC) color café oscuro contiene 57% Arena con gravas y 43% Limo Arcilloso.
		1.00		22.00	Arena Limosa: (SM) color café contiene 54% Arena y 46% Limo.

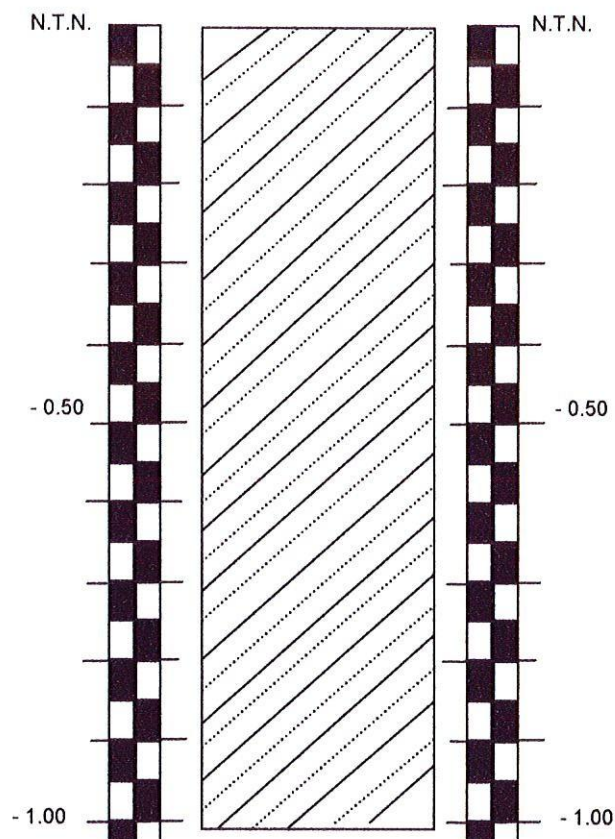
ENSAYOS TOMADOS EN CALLE.

PROFUNDIDAD REVISADA 1.00 MTS.

POZO N°9

**PROFUNDIDAD
EN MTS.**

ESCALA V: 1:10



POZO N°	ESTACION	PROFUNDIDAD EN METROS	ESTRATIGRAFIA	% DE HUMEDAD	CLASIFICACIÓN
9	3 + 400	0.50		38.00	Arena Arcillosa: (SC) color café oscuro contiene 57% Arena con gravas y 43% Limo Arcilloso.
		1.00		35.70	Arena Arcillosa: (SC) color café oscuro contiene 57% Arena con gravas y 43% Limo Arcilloso.

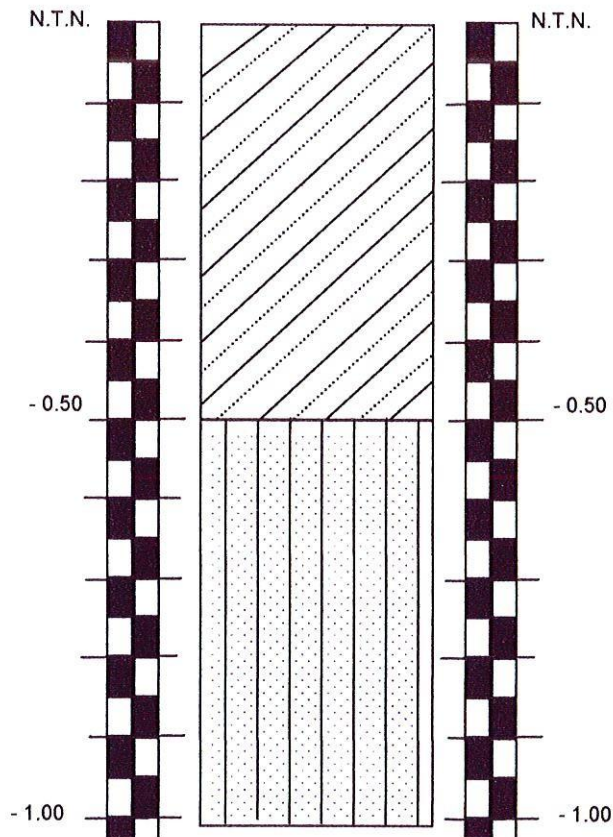
ENSAYOS TOMADOS EN CALLE.

PROFUNDIDAD REVISADA 1.00 MTS.

POZO N°10

**PROFUNDIDAD
EN MTS.**

ESCALA V: 1:10



POZO N°	ESTACION	PROFUNDIDAD EN METROS	ESTRATIGRAFIA	% DE HUMEDAD	CLASIFICACIÓN
10	3 + 800	0.50		40.00	Arena Arcillosa: (SC) color café contiene 73% Arena con gravas y 27% Limo Arcilloso.
		1.00		24.00	Arena Limosa: (SM) color café contiene 54% Arena y 46% Limo.

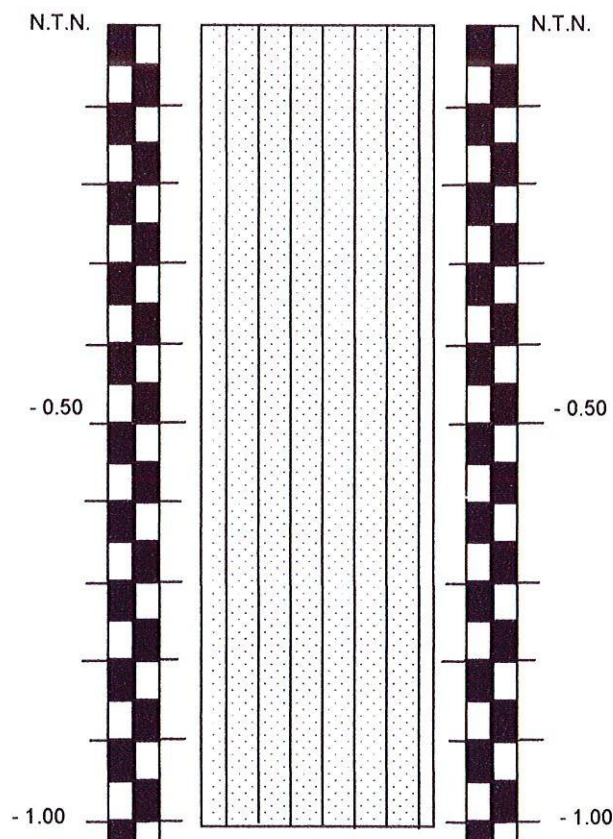
ENSAYOS TOMADOS EN CALLE.

PROFUNDIDAD REVISADA 1.00 MTS.

POZO N°11

**PROFUNDIDAD
EN MTS.**

ESCALA V: 1:10



POZO N°	ESTACION	PROFUNDIDAD EN METROS	ESTRATIGRAFIA	% DE HUMEDAD	CLASIFICACIÓN
11	4 + 200	0.50		23.00	Arena Limosa: (SM) color café oscuro contiene 61% Arena con grava y 39% Limo
		1.00		20.00	Arena Limosa: (SM) color café contiene 55% Arena con gravas y 45% Limo.

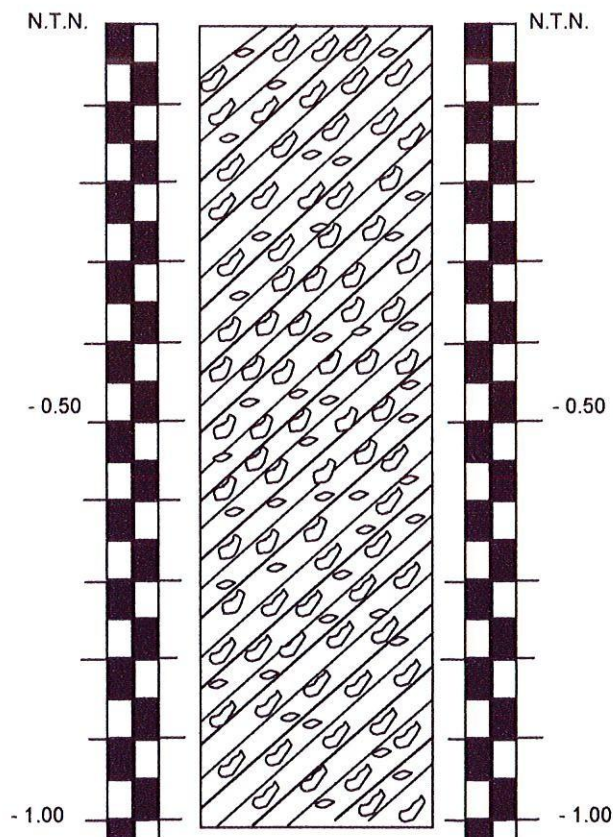
ENSAYOS TOMADOS EN CALLE.

PROFUNDIDAD REVISADA 1.00 MTS.

POZO N°12

**PROFUNDIDAD
EN MTS.**

ESCALA V: 1:10



POZO N°	ESTACION	PROFUNDIDAD EN METROS	ESTRATIGRAFIA	% DE HUMEDAD	CLASIFICACIÓN
12	4 + 600	0.50		35.00	Gravas Arcillosas:(GC) color café contiene 62% Gravas y Arenas y 38% Arcilla.
		1.00		40.00	Gravas Arcillosas:(GC) color café contiene 62% Gravas y Arenas y 38% Arcilla.

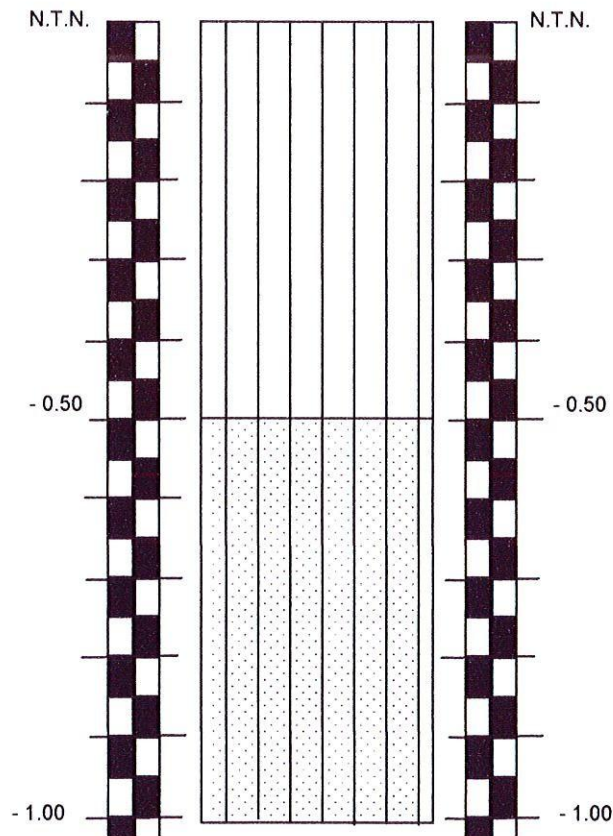
ENSAYOS TOMADOS EN CALLE.

PROFUNDIDAD REVISADA 1.00 MTS.

POZO Nº13

**PROFUNDIDAD
EN MTS.**

ESCALA V: 1:10



POZO Nº	ESTACION	PROFUNDIDAD EN METROS	ESTRATIGRAFIA	% DE HUMEDAD	CLASIFICACIÓN
13	5 + 000	0.50		27.00	Limo Arcilloso: (ML) color café contiene 27% Arena y 73% Limo Arcilloso.
		1.00		18.00	Arena Limosa: (SM) color café contiene 60% Arena y 40% Limo.

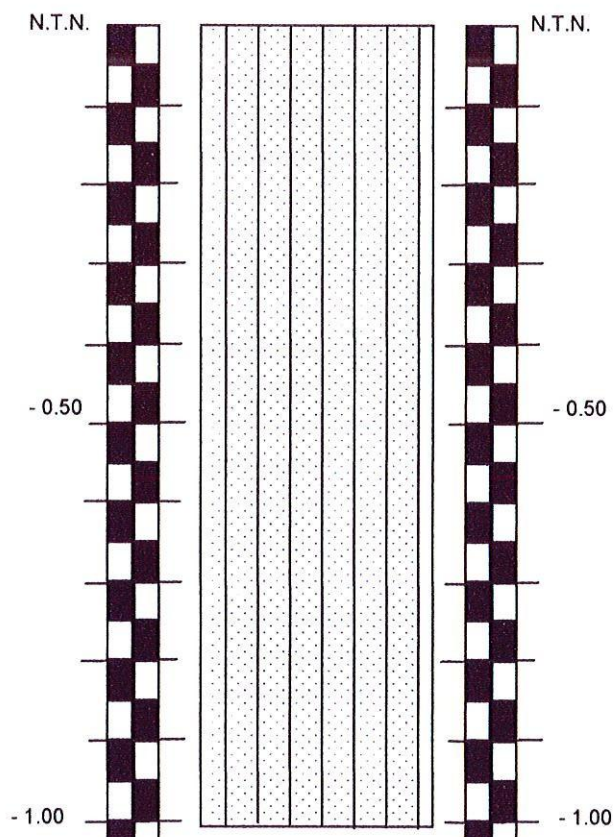
ENSAYOS TOMADOS EN CALLE.

PROFUNDIDAD REVISADA 1.00 MTS.

POZO Nº15

**PROFUNDIDAD
EN MTS.**

ESCALA V: 1:10



POZO Nº	ESTACION	PROFUNDIDAD EN METROS	ESTRATIGRAFIA	% DE HUMEDAD	CLASIFICACIÓN
15	5 + 800	0.50		22.00	Arena Limosa: (SM) color café contiene 54% Arena y 46% Limo.
		1.00		20.00	Arena Limosa: (SM) color café contiene 55% Arena con gravas y 45% Limo.

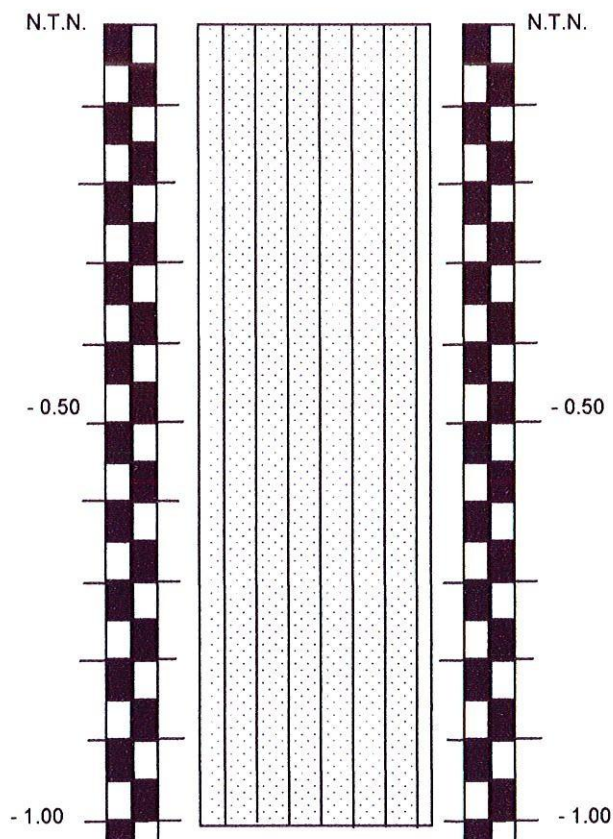
ENSAYOS TOMADOS EN CALLE.

PROFUNDIDAD REVISADA 1.00 MTS.

POZO N°14

**PROFUNDIDAD
EN MTS.**

ESCALA V: 1:10



POZO N°	ESTACION	PROFUNDIDAD EN METROS	ESTRATIGRAFIA	% DE HUMEDAD	CLASIFICACIÓN
14	5 + 400	0.50		25.00	Arena Limosa: (SM) color café contiene 60% Arena y 40% Limo
		1.00		21.00	Arena Limosa: (SM) color café contiene 54% Arena y 46% Limo.

FOTOGRAFÍAS DE LOS POZOS.

POZO N°1.



POZO N°2



POZO N°3



POZO N°4



POZO N°5



POZO N°6



POZO N°7



POZO N°8



POZO N°9



POZO N°10



POZO N°11



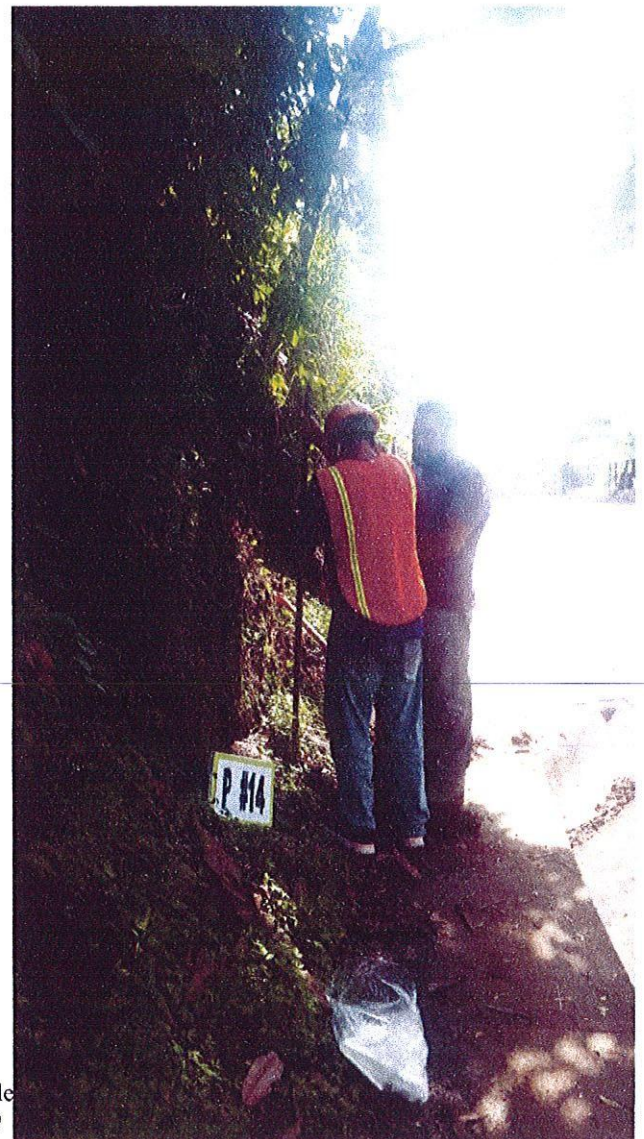
POZO N°12



POZO N°13

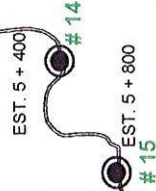
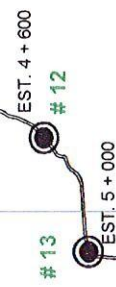
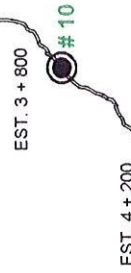
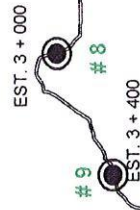
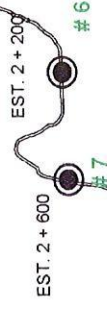
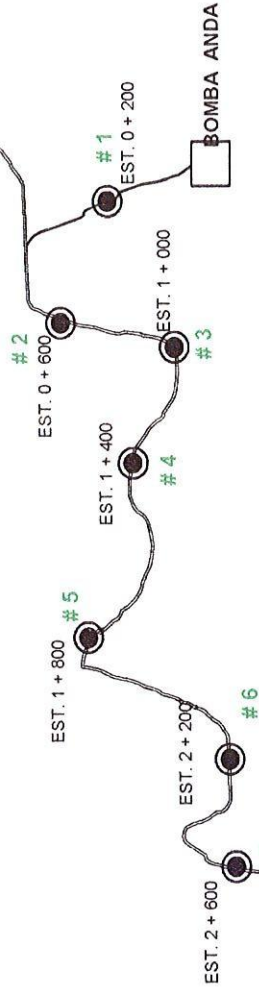


POZO N°14



POZO N°15





PUEBLO
TEPECUO

SIMBOLOGIA



POZOS A CIELO ABIERTO:



ESQUEMA DE UBICACION

PROYECTO: AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO Y DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE PARA EL CASCO
URBANO Y SUS COMUNIDADES ADYACENTES, DEL MUNICIPIO DE
TEPECUO, DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD.

FECHA: 12/ 06 / 2021

DIBUJO: ARACELY GUZMAN

ESC: SIN ESCALA

NG INGEN

IEROS S.A. DE C.V.

**INFORME TECNICO FINAL DE AFORO DEL POZO # 1, MUNICIPIO DE TEPECOYO,
DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD.**

<u>CONTENIDO</u>	<u>INDICE</u>	<u>PAGINA</u>
I. GENERALIDADES		
1.1 Objetivos del proyecto	1	1
1.2 Ubicación		
II. ANTECEDENTES		
2		2
2.1. Aforo del pozo	2	
a) Historial del aforo	2	
III. PRUEBA DE BOMBEO	2	
3.1. Prueba de bombeo	2	
3.2 Aforo a Caudal constante	2	
IV COEFICIENTES HIDRAULICOS		
3		3
4.1 Almacenamiento "s"	3	
4.2 Transmisividad "T"	3	
4.3 Abatimientos Futuros	4	
4.4 Radio de Influencia		5
V. EVALUACION CAUDALES DE EXPLOTACION		
5		5
VI. CONCLUSIONES		
6		6
VII. RECOMENDACIONES		
7		7
VIII. ANEXOS		
8		8

NG INGENIEROS S.A. DE C.V.

INFORME TECNICO FINAL DE AFORO DEL POZO # 1, MUNICIPIO DE TEPECOYO, DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD.

I. GENERALIDADES

1.1 Objetivos del proyecto

El objetivo fundamental de los trabajos contemplados en este proyecto consiste en determinar el rendimiento seguro y los coeficientes Hidraulicos del acuífero, y del pozo, mediante REALIZACION DE AFORO EN POZO # 1 PARA EL PROYECTO DE MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DEL MUNICIPIO DE TEPECOYO, DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD, para realizar los trabajos se contrató a NG INGENIEROS S.A DE C.V.

1.2 Ubicación

El pozo fue construido en terrenos propiedad de la municipalidad en el municipio de Tepecoyo, departamento de La Libertad. El pozo se localiza con las coordenadas longitud 89°26'09.78"O y latitud 13°43'25.61"N; Con una elevación topográfica correspondiente a 511 msnm.

II.ANTECEDENTS

2.1 Aforo del pozo

a) Historial del aforo.

El 25- noviembre -2023, Este día se movilizó al sitio del aforo. Para verificar el pozo perforado. El 26- noviembre -2023, Este día se procedió a la adecuación del equipo de bombeo para realizar las pruebas de aforo. Posteriormente se procedió a realizar el aforo del pozo con el fin de determinar la capacidad de producción del mismo El 27- noviembre -2023, Este día se continuó con el aforo a caudal constante. Finalmente se midió la recuperación del pozo.

III. PRUEBA DE BOMBEO

3.1 Prueba de bombe

El 26 -27- noviembre -2023. Utilizando un equipo de bombeo sistema motor eléctrico sumergible, motor $\varnothing$ 8"/460V/1 HP/Franklin Electric, bomba sumergible. Columna de hierro Galvanizado $\varnothing$ 6" x 68 pies, , Con este equipo se hicieron pruebas de bombeo de caudal constante con 41 GPM, durante 24 horas sin interrupción, luego se tomó la recuperación durante 2 horas.

Las mediciones de caudal fueron hechas por método piezométrico, para medir los niveles dinámicos del agua se utilizó una sonda eléctrica.

3.2 Caudal Constante (Prueba de Capacidad)

Caudal	: 41 GPM
Nivel Estático	: 560.52 pies
Nivel Dinámico	: 576.90 pie
Abatimiento máximo	: 16.37 pie
Capacidad Específica (Ce)	: 25. 4 GPM/pie
T Logan	: GPD/pie
T Jacob	: 2 GPD/pie
Tiempo de aforo	: 24 horas

IV. COEFICIENTES HIDRAULICOS

4.1 Calculo coeficiente de almacenamiento "s"

El coeficiente de almacenamiento de un acuífero, es el volumen de agua cedida o tomada del almacenamiento del mismo, 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. En los acuíferos libres o no confinado, **S** equivale al rendimiento específico del material acuífero. En los acuíferos artesianos el agua extraída en respuestas a un cambio en la carga normal del acuífero, se retiene por compresión del material y expansión del agua contenida en este. El valor de "**s**" es un termino adimensional en los acuíferos libres varía desde 0.01 hasta 0.35; estos valores en un acuífero artesiano van desde 0.00001 hasta 0.001.

$$Ce\ 1- = \frac{264T}{\log T} + \log \frac{3.0sr_2 t}{\dots}$$

$$S = 0.1$$

4.2 Transmisividad

Es la razón de 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 por ciento. Los valores del coeficiente de Transmisividad varían desde un poco menos de 0.50 hasta más de 500 M3/hora/M.

La Transmisividad puede calcularse de diferentes formas, en este caso se utilizará el método gráfico de Jacob y Logan

Método de Jacob

Este es un método grafico muy práctico consiste en determinar el valor del cateto opuesto Δs del triángulo rectángulo que se forma al trazar la línea de tendencia de los puntos ploteados Abatimiento Vrs. Tiempo, cuyo cateto adyacente corresponde a un ciclo logarítmico de tiempo.

$$T_{\text{Jacob}} = \frac{264 \times Q}{\Delta s}$$

Q = Caudal de prueba, en GPM

Δs = Diferencial de abatimiento en plano semi logarítmico, en pie

264 = Constante, adimensional

$$T_{\text{Jacob}} = \frac{264 \times 410}{16.37}$$

$$T_{\text{Jacob}} = \text{GPD/pie}$$

Método de Logan

Denominado también método analítico o de aproximación, aquí la transmisividad se obtiene utilizando una formula con variables involucradas directamente en la prueba de bombeo, su uso principalmente consiste en estimar la transmisividad en tiempos relativamente cortos o específicos.

N

Q

$$T_{\text{Logan}} = 1,754.55 \times \frac{Q}{S_{\text{max}}}$$

IEROS S.A. DE C.V.

S_{max} = Abatimiento máximo durante la prueba, en pie
 Q = Caudal de prueba, en GPM
1754.55 = Constante, adimensional.

$$T_{\text{Logan}} = 1,754.55 \times \frac{410 \text{ GPM}}{16.37 \text{ pies}}$$

T Logan = GPD/pie

4.3 Cálculo Coeficiente Proyección de Abatimientos Futuros para un Bombeo Intermitente de 150 Días Continuos

$$B^* = \frac{264T \log \frac{1}{r}}{1.87Tkr_2s + k \log t_d - 0.25} \quad \square \quad \square$$

Donde: r = 0.2 pies (radio nominal)
 K = hrs. de bombeo al día

t_d = 150 días de operación continua, correspondiente al tiempo de
 T estiaje = 2 GPD/pie (Transmisibilidad)
 S = 0.1 (Coeficiente de almacenamiento).

Se obtuvieron los siguientes valores

B 2

G INGENIEROS S.A. DE C.V.

El caudal teórico máximo = **410.00** GPM/20 hrs, en tabla anexa se podrán visualizar los caudales teóricos y sus respectivos niveles dinámicos que experimentarán al ser explotados. (Ver anexo 2).

VI. CONCLUSIONES

- El Pozo # 1, Municipio de Tepecoyo, Departamento de La Libertad, fue aforado con equipo de bombeo sumergible. Las características físicas e hidráulicas que tiene el pozo son las siguientes:

Profundidad	: 820 pies
Diámetro de Revestimiento	: pulgadas, acero
Diámetro de perforación	: 1 2 " pulgadas
Radio efectivo	: 0.2 pulgadas
Nivel Estático	: 560.52 pies
Posición de Rejilla	: 604 -722; 740 – 781; 800 - 820
Espesor Húmedo	: 259.48 pies
Cámara de Succión	: 730 pies
Fecha de aforo	: 26-27/noviembre/202
Coeficiente de almacenamiento	: 0.1 adimensional
Transmisividad (Jacob)	: 2 GPD/pie

- La Prueba de Bombeo consistió en Caudal Constante de GPM con una duración de 24 horas, más 2 horas de recuperación.
- Se observó una recuperación del 100 % a los 2 horas de haber finalizado la prueba de aforo a caudal constante.
- El pozo es capaz de aportar un Caudal Teórico Máximo de GPM. bajo las consideraciones del diámetro del pozo.

. RECOMENDACIONES

- El Pozo # 1, Municipio de Tepecoyo, Departamento de La Libertad, puede ser explotado con un caudal óptimo de GPM /20 horas diarias, con el cual experimentará un Nivel Dinámico Teórico de 597.76 pies.
- Colocar la cámara de succión a 730 pies de profundidad.