



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL ÁREA URBANA DEL
MUNICIPIO DE ZARAGOZA, CHIMALTENANGO**

Juan Benjamín Méndez Castillo

Asesorado por el Ing. Oscar Argueta Hernández

Guatemala, marzo de 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE
LAS ZONAS 1 Y 2 DEL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ZARAGOZA,
CHIMALTENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JUAN BENJAMÍN MÉNDEZ CASTILLO

ASESORADO POR EL ING. OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I:	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II:	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III:	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. José Milton De León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultan Mejía
SECRETARIA:	Inga. Marcía Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos.
EXAMINADOR:	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson.
EXAMINADOR:	Ing. Oscar Argueta Hernández.
EXAMINADOR:	Ing. Alfredo Arrivillaga Ochaeta.
SECRETARIA:	Inga. Marcía Ivónne Véliz Vargas.

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL ÁREA URBANA DEL
MUNICIPIO DE ZARAGOZA, CHIMALTENANGO,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, en el mes de agosto de 2008.



Juan Benjamín Méndez Castillo

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala 3 de marzo de 2009.
Ref.EPS.DOC.450.03.09.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **JUAN BENJAMÍN MÉNDEZ CASTILLO** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200430519**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ZARAGOZA, CHIMALTENANGO"**.

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

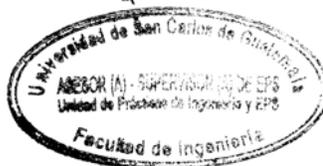
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todas"

Ing. Oscar Argueta Hernández
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
OAH/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 3 de marzo de 2009.
Ref.EPS.D.149.03.09

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ZARAGOZA, CHIMALTENANGO"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **JUAN BENJAMÍN MÉNDEZ CASTILLO**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ing. Oscar Argueta Hernández**.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor -Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala,
6 de marzo de 2009

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

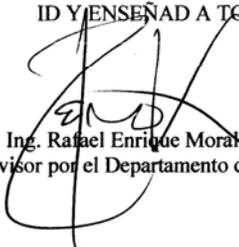
Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LAS ZONA 1 Y 2 DEL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ZARAGOZA, CHIMALTENANGO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Juan Benjamín Méndez Castillo, quien contó con la asesoría del Ing. Oscar Argueta Hernández.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

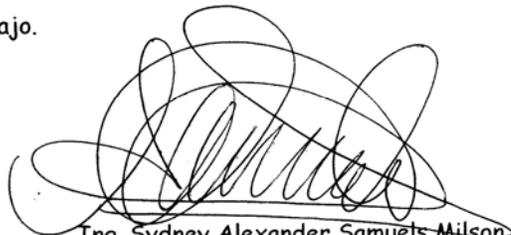
/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Oscar Argueta Hernández y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Juan Benjamín Méndez Castillo, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ZARAGOZA, CHIMALTENANGO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.



Ing. Sydney Alexander Samuëls Milson
FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECTOR
USAC



Guatemala, marzo 2009-03-12

/bbdeb

Universidad de San Carlos
De Guatemala

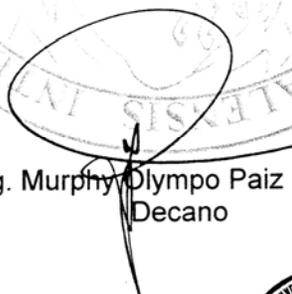


Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.062.09

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ZARAGOZA, CHIMALTENANGO,** presentado por el estudiante universitario, **Juan Benjamín Méndez Castillo**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, marzo de 2009



/cc

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS TODOPODEROSO

Por su infinito amor, y por darme la oportunidad de existir.

MI MADRE

Lílian Angélica Castillo Alvarado.

Por brindarme ternura, cariño y protección a lo largo de mi vida.

MI PADRE

Juan Emérito Méndez López

Por inculcar disciplina y darme apoyo en todo momento.

MIS HERMANAS

Haydee, Lílian, Nancy y Nohelia.

Por ser parte importante de mi maravillosa vida.

MI ESPOSA

Lilian Merck.

Por darme su amor y cariño.

MI HIJA

Alejandra Fabiola Méndez Merck.

Por ser la luz de mis ojos.

MI FAMILIA

Abuelos, primos, sobrinos y parientes en general, con especial cariño. Y en memoria de Ariel Natareno Méndez (†).

MI PATRIA GUATEMALA

LA FACULTAD DE INGENIERÍA

LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAEMALA

AGRADECIMIENTO ESPECIAL A:

DIOS

Porque me mandó a esforzarme, ser valiente y siempre está conmigo.

MIS PADRES

Por todos los años que se han dedicado únicamente al cuidado de su familia y en ningún momento dejaron de apoyarme, que este éxito sea para ellos.

MIS FAMILIARES

Por todo el apoyo brindado y sus sabios consejos.

LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

La que me proporcionó todos los conocimientos necesarios para mi formación como profesional.

AL ING. OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ

Por el apoyo técnico y moral brindado de manera incondicional y por su valiosa asesoría al presente trabajo de graduación.

MIS COMPAÑEROS DE ESTUDIO

Por los momentos recorridos en las aulas universitarias y en la vida, deseándoles éxitos.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS.....	IX
GLOSARIO.....	XI
RESUMEN.....	XIII
OBJETIVOS.....	XV
INTRODUCCIÓN.....	XVII

1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL ÁREA EN ESTUDIO.....	1
1.1. Marco geofísico.....	1
1.1.1. Situación geográfica.....	1
1.1.2. Límites y colindancias.....	2
1.1.3. Vías de comunicación.....	2
1.1.4. Aspectos topográficos.....	2
1.1.5. Temperatura y clima.....	2
1.1.5.1. Temperatura.....	2
1.1.5.2. Clima.....	2
1.1.6. Elevación, precipitación pluvial, vientos y soleamiento.....	3
1.1.6.1. Elevación.....	3
1.1.6.2. Precipitación pluvial.....	3
1.1.6.3. Vientos.....	3
1.1.6.4. Soleamiento.....	3
1.1.7. Extensión territorial e integración.....	3
1.2. Marco económico-social.....	5
1.2.1. Población.....	5
1.2.2. Tipología de vivienda.....	5

1.2.3. Servicios públicos.....	
1.2.3.1. Agua potable.....	5
1.2.3.2. Drenaje sanitario.....	6
1.2.3.3. Drenaje pluvial.....	6
1.2.3.4. Extracción de desechos sólidos.....	7
1.2.3.5. Servicio telefónico.....	7
1.2.3.6. Energía eléctrica.....	7
1.2.3.7. Comunicación.....	7
1.2.4. Actividades económicas.....	8
1.3. Marco cultural.....	9
1.3.2. Idioma.....	9
1.3.3. Religión.....	9
2. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.....	11
2.1. Fuentes de agua.....	12
2.2. Aforo de la fuente.....	13
2.3. Calidad del agua.....	13
2.3.1. Examen bacteriológico del agua.....	14
2.4. Diseño hidráulico.....	14
2.4.1. Periodo de diseño.....	14
2.4.1.1. Crecimiento de población.....	15
2.4.1.1.1. Método aritmético.....	15
2.4.2. Dotación de agua.....	16
2.4.3. Velocidades y presiones de diseño.....	16
2.4.4. Caudales de diseño.....	17

2.4.3.1.	Caudal medio diario.....	17
2.4.3.2.	Caudal máximo diario.....	18
2.4.3.3.	Caudal de bombeo.....	18
2.4.3.4.	Caudal máximo horario.....	19
2.4.3.5.	Caudal domiciliar.....	19
2.5.	Obras de captación.....	20
2.6.	Líneas de conducción.....	20
2.6.1.	Golpe de ariete.....	30
2.6.2.	Selección tipo de tubería.....	35
2.6.3.	Tanque de alimentación.....	35
2.6.3.1.	Diseño de losa.....	37
2.6.3.2.	Diseño de viga.....	42
2.6.3.3.	Diseño de muros.....	46
2.7.	Tanque de distribución.....	52
2.7.1.	Determinación del volumen del tanque.....	53
2.8.	Línea de distribución.....	54
2.9.	Red de distribución.....	59
2.9.1.	Método de Hardy Cross para circuitos cerrados.....	61
2.9.1.1.	Procedimiento de cálculo.....	64
2.10.	Sistema de desinfección del agua.....	69
2.11.	Obras hidráulicas.....	69
2.11.1.	Válvulas de limpieza.....	69
2.11.2.	Válvulas de aire.....	70
2.11.3.	Válvulas de compuerta.....	70
2.11.4.	Válvulas de seccionamiento.....	70
2.11.5.	Conexión domiciliar.....	70

2.11.6. Paso aéreo.....	71
2.12. Presentación de planos.....	85
3. PRESUPUESTO DEL PROYECTO POTABLE.....	87
3.1. Integración del presupuesto del proyecto.....	87
3.1.1. Presentación del presupuesto.....	88
3.1.2. Cronograma de ejecución.....	89
4. ADMINISTRACIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO....	91
4.1. Programa de operación y mantenimiento.....	91
4.2. Análisis tarifario.....	93
4.3. Fortalecimiento administrativo.....	95
5. ANÁLISIS SOCIO-ECONÓMICO Y ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.....	99
5.1. Evaluación socio-económica.....	99
5.1.1. Valor presente neto.....	99
5.1.2. Tasa interna de retorno.....	101
5.2. Estudio de impacto ambiental.....	102
CONCLUSIONES.....	103
RECOMENDACIONES.....	105
BIBLIOGRAFÍA.....	107
ANEXO 1.....	109
APÉNDICE.....	119

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Municipio de Zaragoza	1
2	Mapa del área urbana del municipio de Zaragoza	8
3	Esquema de la red de distribución a diseñar	11
4	Ilustración gráfica de la sobre presión	32
5	Análisis tanque de alimentación (Relación de triángulos).	36
6	Planta de tanque de alimentación	38
7	Diagrama de momentos (losa)	40
8	Sección transversal de viga 1	42
9	Distribución de viga intermedia y perimetral	43
10	Diagrama de carga distribuida y de momentos	44
11	Dimensiones de viga perimetral y su refuerzo	47
12	Muro del tanque de alimentación	48
13	Diagrama de cuerpo libre del muro	49
14	Perfil de terreno y línea de distribución	55
15	Descripción del circuito	61
16	Detalle de una conexión domiciliar	71
17	Análisis físico-químico sanitario (barranquillas)	111
18	Análisis bacteriológico sanitario (barranquillas)	112
19	Análisis físico-químico sanitario (soco)	113
20	Análisis bacteriológico sanitario (soco)	114

21	Análisis físico-químico sanitario (palocom)	115
22	Análisis bacteriológico sanitario (palocom)	116
23	Análisis fisicoquímico y bacteriológico (pozo mecánico)	117
24	Plano de distribución general	121
25	Plano de línea de conducción parte 1 (planta-perfil)	122
26	Plano de línea de conducción parte 2 (planta-perfil)	123
27	Plano de línea de impulsión parte 1 (planta-perfil)	124
28	Plano de línea de impulsión parte 2 (planta-perfil)	125
29	Plano de planta de ubicación	126
30	Plano de planta de curvas de nivel	127
31	Plano de planta de tubería y accesorios	128
32	Plano de planta de longitud de tramos	129
33	Plano de planta de diagrama de flujo	130
34	Plano de planta de curvas isóbaras	131
35	Plano de detalle captaciones + válvula de aire + válvula de limpieza	132
36	Plano de detalle de tanque de alimentación	133
37	Plano de detalle paso aéreo	134
38	Plano de detalle de caseta de bombeo	135
39	Plano de detalle de pazo de zanjón + caseta cloradora + conexión domiciliar	136

TABLAS

I	Aldeas del municipio	4
II	Caseríos del municipio	4
III	Colonias del municipio	4
IV	Población del municipio	5
V	Fuentes de agua	12
VI	Aforo de las fuentes	13
VII	Periodos de diseño	15
VIII	Diseño hidráulico línea de conducción por gravedad	24
IX	Diseño de diámetro económico	27
X	Momento, acero mínimo y armado para losa	42
XI	Resumen datos diseño viga 1	44
XII	Tabla de datos del muro	47
XIII	Tabla de peso de la estructura	50
XIV	Puntos de consumo	59
XV	Datos para el cálculo hidráulico	65
XVI	Descripción diámetro de la tubería de distribución	66
XVII	Cálculo hidráulico del circuito (hoja 1/2)	67
XVIII	Cálculo hidráulico del circuito (hoja 2/2)	68
XIX	Datos de paso aéreo	74
XX	Tensiones del cable principal	82
XXI	Dimensiones del anclaje	83

XXII	Presentación de planos	85
XXIII	Presupuesto del proyecto	88
XXIV	Cronograma de ejecución e inversión	89
XXV	Gastos para la obtención del servicio de agua potable	94
XXVI	Matriz para la identificación de impactos ambientales	102

LISTA DE SÍMBOLOS

$\%$	Porcentaje
lt/s	Litros sobre segundo
$m^3/día$	Metro cúbico sobre día
hrs	Horas
hab	Habitante
m/s	Metro sobre segundo
m/s^2	Metro sobre segundo cuadrado
$m. c. a.$	Metros sobre columna de agua
$lt/s/vivienda$	Litro sobre segundo sobre vivienda
kg/m	Kilogramo sobre metro
psi	Libra sobre pulgada cuadrada (presión)
$kg - m$	Kilogramo por metro
γ_{agua}	Peso específico del agua
γ_{suelo}	Peso específico del suelo
$\gamma_{concreto}$	Peso específico del concreto
γ_{cc}	Peso específico del concreto ciclópeo
V_s	Valor soporte del suelo
$f'c$	Resistencia del concreto a la compresión (28 días)

GLOSARIO

Acueducto	Conjunto de conductos por medio de los cuales se transporta agua hacia una o varias poblaciones.
Accesorios	Elementos secundarios en las líneas de las tuberías, tales como: codos, niples, tees, coplas, reductores, etc.
Aforo	Acción de medir la cantidad de agua proporcionada por la fuente.
Agua potable	Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
Agua sanitariamente segura	Es el tipo de agua que no transmite enfermedades y está libre de concentraciones dañinas, de sustancias minerales, orgánicas y tóxicas.
Análisis Físico-Químico	Conjunto de técnicas y procedimientos de laboratorio mediante los cuales se determinan los componentes físicos y químicos presentes en una muestra de agua.
Bacterias	Microorganismos unicelulares procariontes, cuyas diversas especies causan las fermentaciones, enfermedades putrefacción en los seres vivos o en la materia orgánica.
Flujo	Líquido en movimiento.
Caudal	Es el volumen de agua que fluye por unidad de tiempo.

Concreto ciclópeo	Hormigón a cuya masa, una vez vertida en los encofrados, se ha incorporado grandes piedras o bloques.
Conexión domiciliar	Abastecimiento de agua a un predio hasta el punto de encuentro con la instalación interna, desde la red de distribución.
Consumo	Volumen de agua que es utilizado por la unidad consumidora que está en función de una serie de factores inherentes a la propia localidad,
Cota piezométrica	Es la altura de presión de agua que se tiene en un punto dado.
Demanda	Es la cantidad de agua que una población requiere para satisfacer sus necesidades.
Desinfectar	Quitar al agua la infección o la propiedad de causarla, destruyendo gérmenes nocivos y evitando su desarrollo.
Dotación	Cantidad de agua asignada a la unidad consumidora, por ejemplo l/hab/día, l/ind,/día, etc.
Examen bacteriológico	Prueba con la cual se determina la presencia el grupo coliforme total, representado por la Escherichi Coli, la cual es una bacteria que no es patógeno pero se encuentra presente en los intestinos de los seres vivos.
Presión	Fuerza que actúa sobre una superficie o área.
Tarifa	Es el cobro que se realiza por un servicio prestado.

RESUMEN

A través del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S), se atendieron necesidades de infraestructura en las zonas 1 y 2 del área urbana, municipio de Zaragoza, departamento de Chimaltenango. Siendo esta necesidad el resultado de un estudio de priorización realizado en colaboración con la Oficina Municipal de Planificación (O.M.P) del municipio.

Para estas dos zonas se diseñó el sistema de abastecimiento de agua potable, el cual es un servicio básico que beneficiará tres mil ochocientos cincuenta y nueve habitantes (3,859 hab) en la actualidad. El diseño consta de los siguientes elementos: tres estructuras de captación, una línea de conducción por gravedad, una línea de conducción por impulsión o bombeo, un tanque de alimentación , la línea de distribución y la red de distribución. Previo al diseño, se analizó la calidad del agua de las fuentes a utilizar y se verificó que cumpliera con las normas de potabilidad.

La necesidad de contar con el servicio de agua potable es urgente para la comunidad, debido a que, ya que el período de diseño del actual sistema de abastecimiento ya ha finalizado, por lo que muchas viviendas no logran abastecerse de este vital líquido.

La realización de este proyecto se llevará a cabo con la colaboración de la Municipalidad de Zaragoza, Chimaltenango. Los habitantes de las zonas 1 y 2 y el Programa de EPS de la Facultad de Ingeniería Civil; distribuyendo los aportes de la siguiente manera: materiales de construcción, mano de obra calificada y transporte, mano de obra no calificada (jornales) y materiales locales, estudio y diseño de todo el proyecto, respectivamente.

OBJETIVOS

GENERAL

- Proponer solución al problema que se presenta en las zonas 1 y 2 del área urbana del municipio respecto al agua potable, mediante el diseño del sistema de abastecimiento.

ESPECÍFICOS:

1. Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para las zonas 1 y 2, con la finalidad de proponer el acceso a un servicio de carácter básico para el área afectada.
2. De una forma adecuada aprovechar los recursos hídricos que se tienen a para abastecer a el área que actualmente tiene problemas con el agua potable, respecto a cantidad y a calidad.
3. Dar capacitación al personal del departamento de agua de la municipalidad, para reforzar los temas de administración, operación y mantenimiento con la finalidad de poder tener un sistema que sea durable.
4. Crear conciencia en la población, acerca de lo difícil que es el poder obtener agua potable sanitariamente segura, para que al obtenerla, hagan buen uso de ella.
5. Mejorar las condiciones de servicio que actualmente presta el departamento de agua de la municipalidad.

INTRODUCCIÓN

Uno de los elementos fundamentales para la existencia de la humanidad es el agua potable, por consiguiente, es necesario realizar estudios que permitan de una manera eficiente y económica abastecer a los diferentes asentamientos y comunidades del vital líquido, con una calidad adecuada.

A través del programa del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) y la Facultad de Ingeniería, la Universidad de San Carlos de Guatemala ha contemplado este tipo de estudios para proyectos de desarrollo, contribuyendo de esta forma a satisfacer las necesidades del pueblo de Guatemala.

Por medio del diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para las zonas 1 y 2 del área urbana del municipio de Zaragoza, Chimaltenango, se pretende aportar una mínima contribución a la problemática del agua potable que actualmente se tiene, contando con el apoyo de la Municipalidad de Zaragoza.

En el presente trabajo de graduación se han tomado en consideración los aspectos necesarios e idóneos para el buen desarrollo del proyecto, tal es el caso de la localización de las fuentes de agua, su calidad físico-química, bacteriológica, población y topografía del terreno.

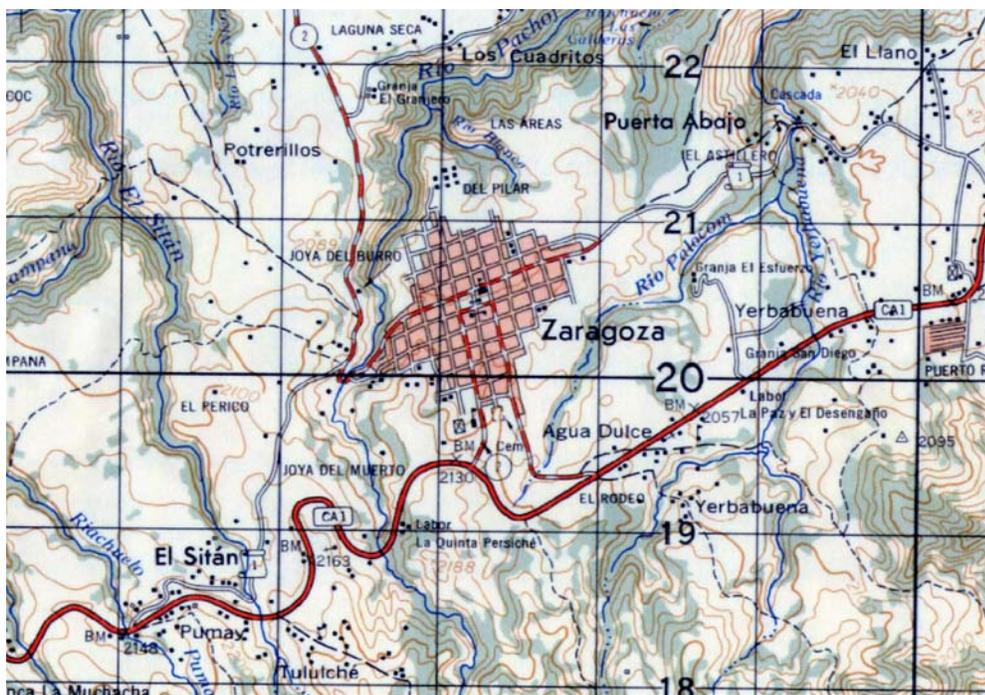
1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL ÁREA DE ESTUDIO

1.1 Marco Geofísico

1.1.1 Situación geográfica

El municipio de Zaragoza, se ubica en el centro del departamento de Chimaltenango. Se localiza en una latitud Norte $17^{\circ} 39' 00''$ y una longitud Oeste de $90^{\circ} 53' 26''$, a una altura de 1849 metros sobre el nivel del mar.

Figura 1. Municipio de Zaragoza.



Fuente: Instituto Geográfico Nacional

1.1.2 Límites y Colindancias

El municipio de Zaragoza, Chimaltenango, está colindado de la siguiente forma:

NORTE: colinda con Santa Cruz Balanyá y Comalapa

SUR: colinda con San Andrés Itzapa

ESTE: colinda con Chimaltenango

OESTE: colinda con Santa Cruz Balanyá y Patzicía.

1.1.3 Vías de Comunicación

El acceso a la cabecera municipal de Zaragoza está constituido por dos entradas al mismo, la primera entrada llamada la principal se ubica en el kilómetro 63.5 de la Carretera Interamericana, ésta entrada consta de un recorrido de 1.5 Kilómetros, asfaltada, de doble vía, alumbrado público, llegando al parque central.

La segunda entrada se ubica en el kilómetro 65 de la Carretera Interamericana, ésta entrada consta de un recorrido de 1 Kilómetro, adoquinada y de doble vía, llegando al parque central.

1.1.4 Aspectos topográficos

Su topografía generalmente es accidentada, encontrándose cerros, barrancos y planicies, su elevación más importante se denomina montaña “El Soco”. La planicie más extensa es donde se ubica la cabecera municipal.

1.1.5 Temperatura y Clima.

1.1.5.1 Temperatura

La temperatura media oscila entre los 15°C y 20°C, la temperatura máxima media oscila entre 26°C y 29°C, la temperatura mínima media oscila entre 7°C y 14°C.

1.1.5.2 Clima

Su clima es templado y frío en los meses de diciembre, enero y febrero, marcándose las dos estaciones del año; invierno y verano.

1.1.6 Elevación, Precipitación Pluvial, Vientos y Soleamiento

1.1.6.1 Elevación

El municipio de Zaragoza se encuentra a una altura de 1849 metros sobre el nivel del mar.

1.1.6.2 Precipitación Pluvial

El municipio tiene una precipitación anual de aproximadamente 1300mm según datos del INSIVUMEH.

1.1.6.3 Vientos

El promedio es de 25 km. /hora entre los meses de enero a junio, y un promedio de 13.5 km. /hora entre junio y diciembre, datos según el INSIVUMEH

1.1.6.4 Soleamiento

El promedio de exposición solar es de 6.6 horas diarias, el promedio entre los meses de enero a marzo 7.5 horas y en época lluviosa el promedio es de 4 horas diarias. datos según el INSIVUMEH.

1.1.7 Extensión Territorial e integración

El municipio de Zaragoza cuenta con una extensión territorial de 56 km², dista de la cabecera departamental 13 kms y de la ciudad capital 64 kms el casco urbano cuenta con una extensión aproximada de 1.5 km².

El municipio de Zaragoza está integrado por 12 aldeas, 3 caseríos, 4 colonias y una finca.

Cuenta con las siguientes aldeas:

Tabla I. Aldeas del municipio.

No.	NOMBRE	No.	NOMBRE
1	Las Lomas	7	Rincón Grande
2	Puerta Abajo	8	Joya Grande
3	Agua Dulce	9	Potrerosillos
4	Mancheren	10	Rincón Chiquito
5	Las Colmenas	11	Tululché
6	El Cuntic	12	El Llano

Fuente: dibujo propio

Cuenta con los siguientes caseríos:

Tabla II. Caseríos del municipio.

No.	Nombre
1	Hierba Buena
2	Laguna Seca
3	El Perique

Fuente: dibujo propio

Cuenta con las siguientes colonias:

Tabla III. Colonias del municipio.

No.	Nombre
1	El Pilar
2	Las Ilusiones
3	Lo de Pérez
4	Nueva Esperanza

Fuente: dibujo propio

Cuenta con una finca: Los Jutes.

Villa: La villa la constituye todo el casco municipal de Zaragoza.

1.2 Marco Económico-Social

1.2.1 Población

La población actual del municipio de Zaragoza tiene una tasa de crecimiento del 3.2% anual, según datos del Instituto Nacional de Estadística (I.N.E), además se distribuye de la siguiente manera:

Tabla IV. Población del municipio.

Área	Población
Urbana	9,176 habitantes
Rural	13,574 habitantes
Total	22,750 habitantes

Fuente: dibujo propio

1.2.2 Tipología de vivienda

Se puede observar en el área urbana del municipio la tendencia de las construcciones con paredes de mampostería de ladrillo o block, además de una pequeña incidencia de construcciones con mampostería de adobe, variando sus techos de lámina, teja y losa de concreto.

En el área rural se encuentra que el porcentaje de las casas con paredes de mampostería de block iguala a las de adobe, pero la tendencia es la eliminación de las casa con paredes de mampostería de adobe por la de block.

1.2.3 Servicios públicos

1.2.3.1 Agua potable

Se conoce como agua potable a la que carece de principios nocivos y no tiene ni mal olor, ni mal sabor, puede servir para bebida y utilizarse en la

elaboración de alimentos. No debe de contener nitratos, amoniaco ni microorganismos. (Depto. de agua Municipalidad de Zaragoza).

Agua sanitariamente segura y agradable a nuestros sentidos; sanitariamente segura, agua incapaz de transmitir enfermedades, libre de concentraciones excesivas, de sustancias minerales y orgánicas, de agentes patógenos y toxicidad; cumple con las normas COGUANOR. (Curso Ingeniería Sanitaria I).

La zona 1 o Cantón Salitre, es la zona que cuenta con más servicios de agua potable, y la zona donde hay más viviendas.

El municipio de Zaragoza cuenta con nacimientos y pozos mecánicos para abastecer de agua potable a casi toda la población de la cabecera municipal, las familias que no utilizan servicio municipal lo hacen porque cuentan con pozo (Artesanal) propio o son personas de escasos recursos económicos que no poseen medios para cancelar la cuota por servicio, pero que se abastecen utilizando otros medios.

1.2.3.2 Drenaje sanitario

El servicio de drenaje sanitario del municipio es la posibilidad que tiene cada vivienda de eliminar sus aguas servidas mediante el uso de un sistema de condición eficiente.

La mayor parte de la población en el municipio de Zaragoza cuenta con este servicio, ya que ha sido una política municipal, la de contar con un sistema de drenaje que abarque el 100% de viviendas del municipio para contrarrestar algunos efectos perjudiciales en el ambiente.

1.2.3.3 Drenaje pluvial

Sistema que se encarga de conducir las aguas de lluvia a un cuerpo receptor lejos de la comunidad donde se producen, evitando así acumulaciones en los puntos más bajos, encharcamientos en diversos puntos de la cabecera municipal y por lo mismo contaminación al ambiente.

El municipio de Zaragoza, actualmente no cuenta con un sistema de drenaje pluvial que logre cumplir o satisfacer los requerimientos de la infraestructura urbana, es por ello que las aguas pluviales corren hacia los puntos más bajos de la población, provocando serias acumulaciones de agua en tiempo de invierno.

Este problema provoca malestar en la población, ya que el agua de lluvia arrastra desechos sólidos y otros desechos, dañando así la infraestructura del lugar y dejando mucha contaminación por desechos sólidos..

1.2.3.4 Extracción de desechos sólidos

La extracción, recolección y transporte de desechos sólidos en el área urbana esta a cargo de varias personas dedicadas a esa labor, dichos desechos son depositados sin ningún proceso previo en un barranco en las afueras del área urbana.

1.2.3.5 Servicio telefónico

Este servicio es brindado por la empresa TELGUA, y también el servicio es prestado por otras empresas como Claro de Telgua, TIGO de Comcel y Telefónica Movistar, quienes ponen al servicio de la población sus aparatos móviles y domiciliarios.

1.2.3.6 Energía eléctrica

Este es un servicio básico para la población del casco urbano municipal, dicho servicio es proporcionado por la Distribuidora de Electricidad de Occidente DEOCSA.

1.2.3.7 Comunicación

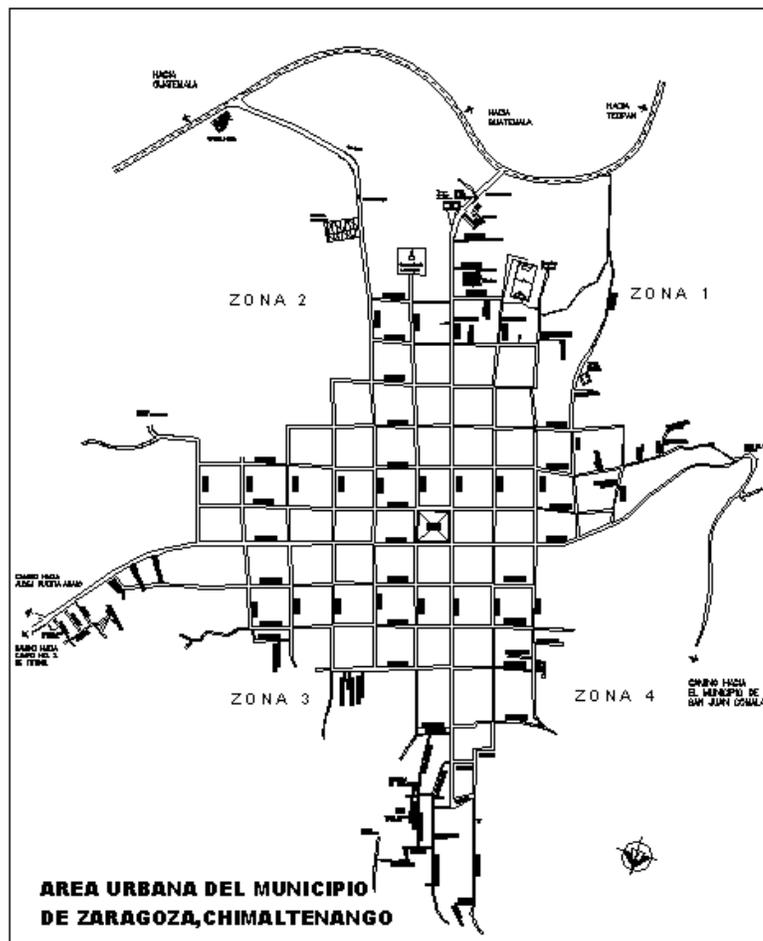
Entre los medios de comunicación más importantes del casco urbano se encuentran: La radio, televisión, servicio de cable e Internet.

1.2.4 Actividades económicas

Una parte de sus habitantes se dedican esencialmente a la agricultura, el eje principal de la economía es la siembra de hortalizas, fresa, mora, claveles y rosas para la exportación. Los productos de mayor cultivo en Zaragoza, en su orden son: maíz, frijol y haba, también puede mencionarse el cultivo de hortalizas; tales como: brócoli, repollo, coliflor, cebollín y papa.

Existen además artesanos que se dedican a la elaboración de sombreros de palma, vainas para machetes, cinchos, monturas y otros artículos de cuero.

Figura 2. Mapa del área urbana del municipio de Zaragoza.



Fuente: dibujo unidad técnica municipal

1.3 Marco cultural

1.3.1 Idioma

La mayoría de la población habla el Idioma Español, pero en la población Indígena que es un pequeño grupo se habla Idioma Cakchiquel.

1.3.2 Religión

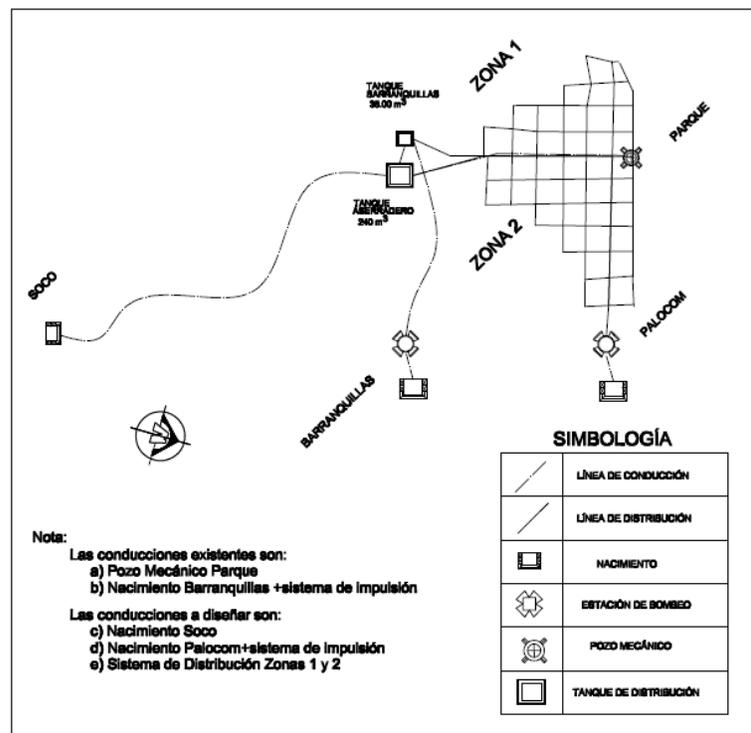
La mayoría de la población de Zaragoza, es de religión católica, es de hacer notar que la iglesia del área urbana, se satura y tiene la capacidad aproximadamente para albergar a 600 fieles, lo cual indica que la iglesia representa un lugar muy importante en la vida social de la comunidad. Actualmente debido al incremento de población se ha visto la necesidad de ampliar la iglesia, la cual se encuentra en construcción.

Existen diferentes religiones entre ellas tenemos Cristiana Evangélica, Testigos de Jehová, Mormones, Menonitas, Adventistas del Séptimo Día, Bautistas, dichas iglesias son de doctrinas diferentes.

2. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Se expone a continuación el diseño de la nueva red de distribución del sistema de abastecimiento de agua potable. El área estará abastecida por los tanques de distribución Aserradero y Barranquillas, los cuales tendrán caudal proveniente de cuatro fuentes, de las cuales dos están funcionando actualmente y las otras dos se encuentran contempladas en el diseño.

Figura 3. Esquema de la red de distribución a diseñar.



Fuente: datos municipalidad de Zaragoza

2.1. Fuentes de agua

El origen de las fuentes de agua de servicio al hombre para su desenvolvimiento cotidiano, es el ciclo hidrológico, es decir, los pasos del agua que circula durante el transcurso del tiempo a través de distintos medios. Al tomar como punto de partida la evaporación del agua en la superficie del océano, el agua en estado gaseoso circula por la atmósfera presentando desplazamiento vertical y horizontal. En la atmósfera se condensa y se precipita nuevamente a la superficie continental. En el océano y en el continente inicia el paso de la evaporación y en la superficie continental lleno los lagos, se infiltra en el terreno y circula dentro de él para aflorar en áreas de menor elevación o hasta volver subterráneamente al mar; se retiene en la vegetación y finalmente escurre superficialmente y forma cause desembocando en lagos o vasos de almacenamiento artificiales para su regulación a fin de usarla o controlar los caudales de escurrimiento para su uso; de la superficie del terreno se produce la evaporación de agua que es transportada a la atmósfera.

Para la nueva red de distribución y su respectivo diseño, se tomarán únicamente en cuenta las fuentes que sobrepasan un caudal de 1.0 lts/seg. Las fuentes de agua que se utilizarán para el diseño, se presentan en la **tabla V**, las que se obtuvieron en la investigación de campo.

Tabla V. Fuentes de agua.

No.	Fuente	Descripción
1	Parque	Pozo mecánico
2	Barranquillas	Nacimiento (bombeo)
3	Soco	Nacimiento (gravedad)
4	Palocom	Nacimiento (bombeo)

Fuente: dibujo propio.

2.2. Aforo de la fuente

El aforo de la fuente de agua es la medición del caudal. Para el diseño de un sistema de agua potable, el aforo es una de las partes más importantes, ya que éste indicará si la fuente de agua es suficiente para abastecer a toda la población. Los aforos deben realizarse en época seca o de estiaje. Se realizaron 3 aforos por cada fuente, en un recipiente con capacidad de 5 galones, de Donde: se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla VI. Aforo de las fuentes.

Fuente	Tiempo (seg)		Caudal (lt/s)
Parque	t_1	1.951	9.75
	t_2	1.972	
	t_3	1.9	
	t_{Prom}	1.941	
Soco	t_1	9.942	1.9
	t_2	9.986	
	t_3	9.954	
	t_{Prom}	9.961	
Barranquillas	t_1	6.895	2.75
	t_2	6.863	
	t_3	6.872	
	t_{Prom}	6.877	
Palocom	t_1	6.005	3.15
	t_2	6.001	
	t_3	6.012	
	t_{Prom}	6.006	
	Σ	Caudal total	17.55

Fuente: dibujo propio

2.3. Calidad del agua

La calidad del agua varía en razón del lugar, la estación del año, uso de la tierra, el clima y de las diferentes clases de roca del suelo que el agua remueve. La calidad del agua se exige de acuerdo al uso que se le asignará, en este caso, para consumo humano, por lo que debe ser sanitariamente segura. Para ello, se

debe cumplir con las normas de calidad físico químicas y bacteriológicas, lo cual se demuestra por medio de un análisis de laboratorio, como lo establece el artículo 88 del Código de Salud. En efecto, para determinar la calidad sanitaria del agua es necesario efectuar un análisis físico químico y un examen bacteriológico bajo las normas COGUANOR NGO 29,001, mientras que el muestreo para los mismos debe realizarse bajo las especificaciones COGUANOR NGO 29002 h18 y h19, respectivamente

2.3.1. Examen bacteriológico del agua

El objetivo principal de este examen es para indicar el grado de contaminación bacteriana, principalmente con materia fecal, para lo cual se busca la presencia del grupo coliforme, que comprende, los bacilos Escherrichia Coli y el Aerobacter Aerógenes.

En el mes de agosto de 2008 se realizaron los análisis fisicoquímico y bacteriológico de agua a las diferentes fuentes de agua del sistema. Para poder obtener el resultado de dichas muestras se utilizó el laboratorio de agua del Instituto de Fomento Municipal (INFOM) y el laboratorio del Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII), los resultados se muestran en el anexo uno.

2.4. Diseño hidráulico

2.4.1. Período de diseño

Es el período durante el cual la obra construida dará un servicio satisfactorio a la población. El período de diseño se cuenta a partir del inicio del funcionamiento de la obra.

Para determinar el período de diseño se debe tomar en cuenta la vida útil de los materiales, los costos, la población de diseño, etc. Según normas de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales U.N.E.P.A.R., se recomiendan los siguientes períodos de diseño.

Tabla VII. Períodos de diseño.

Tipo de Estructura	Período de Diseño
Obras civiles	20 años.
Equipo Mecánico	De 5 a 10 años.

Fuente: Dibujo propio

En el caso del presente proyecto se adaptó un período de 20 años, debido a que se utilizará P.V.C, esto permite la durabilidad de las instalaciones y la capacidad de agua que genera la fuente de servicio.

2.4.1.1. Crecimiento de población

El número de habitantes de cualquier comunidad varía con el tiempo. Por lo general, el número de habitantes se incrementa en la mayoría de las poblaciones con el transcurso del tiempo. Para determinar la población de diseño, es decir, la población a servir al final del período de diseño, se debe considerar factores de crecimiento poblacional, tales como servicios existentes, facilidades de saneamiento, actividades productivas, comunicaciones, tasa de natalidad y mortalidad, migración y emigración.

Debido a que en la mayoría de las comunidades se carece de esta información, se ha desarrollado modelos de pronóstico para poder determinar la población futura. Para nuestro caso se utilizará el método aritmético, ya que se espera un crecimiento muy lento debido a que la población está bastante desarrollada.

2.4.1.1.1. Método aritmético

Este método consiste en calcular la población futura en función de los datos del censo más antiguo, los datos del último censo, utilizando además el periodo de diseño y las fechas de los censos.

La fórmula empleada para este método es la siguiente:

$$P_f = P_1 + (P_2 - P_1) * \left(\frac{t-t_1}{t_2-t_1}\right)$$

Donde::

P_f = Población futura al tiempo t .

P_1 = Población al tiempo t_1 (censo mas antiguo).

P_2 = Población al tiempo t_2 (censo mas reciente).

t = tiempo actual más periodo de diseño.

Para las zonas 1 y 2 los últimos datos censales fueron los siguientes:

P_1 = 3,859 Habitantes (año 2,002)

P_2 = 4,725 habitantes (año 2,008)

t = 2,028 (periodo de diseño = 20 años)

$$P_f = (3,859 \text{ habitantes}) + (4,725 \text{ habitantes} - 3,859 \text{ habitantes}) * \left(\frac{2,028 - 2,002}{2,008 - 2,002}\right)$$

$$P_f = 6,746 \text{ habitantes} \approx 6,750 \text{ habitantes.}$$

2.4.2. Dotación de agua

Es la cantidad de agua asignada en un día a una persona. Para fines de diseño del sistema se utilizó una dotación de 100 litros/hab/día. Debido a que se va a prestar un servicio de conexiones domiciliarias y que la región tiene un clima templado.

2.4.3. Velocidades y presiones de diseño

Se establecieron para el proyecto velocidades mínimas y máximas de 0.3 m/seg. Y 3.0 m/seg. Respectivamente. Las presiones irán desde una mínima de 10 m.c.a. a una máxima de 40 m.c.a. En algunos tramos se asegurará de que por lo menos se cumpla con la presión mínima, aunque no se pueda lograr la velocidad mínima establecida.

2.4.4. Caudales de diseño

Con la finalidad de diseñar estructuras del sistema de abastecimiento de agua, es importante y necesario calcular el caudal propio, el cual debe combinar las necesidades de la población de diseño y los costos de la construcción de un sistema de agua potable para un caudal excesivo. Normalmente se trabaja con tres tipos de caudales:

2.4.4.1. Caudal medio diario

Es la cantidad de agua que consume una población en un día. Su valor se obtiene del promedio de consumos diarios durante un año, pero cuando no se cuenta con registros de consumo diario, se puede calcular en función de la población futura y de la dotación asignada en un día.

Para su cálculo se utilizará la siguiente fórmula:

$$Q_{md} = \frac{(P_f \times \text{Dotación})}{86,400}$$

De Donde::

$$Q_{md} = \text{Caudal medio diario (lt/s)}$$

$$P_f = \text{Población futura (hab)}$$

$$\text{Dotación (lt/hab/día)}$$

$$Q_{md} = \frac{\text{dotación} * P_f}{86,400}$$

$$Q_{md} = \frac{100 * 6750}{86,400}$$

$$Q_{md} = 7.813 \text{ lt/s.}$$

2.4.4.2. Caudal máximo diario

Es conocido como caudal máximo diario Q_{dm} , y es el consumo máximo de agua que puede haber en 24 horas, observado durante un año y regularmente sucede cuando hay actividades en las cuales participa la mayor parte de la población, esto no incluye gastos causados por incendios.

Cuando no se cuenta con información de consumo diario, este se puede calcular aplicando un porcentaje, denominado factor de día máximo (fdm) Este factor en área urbana está comprendido dentro de los valores siguientes: 1.2 para poblaciones futuras mayores de 1000 habitantes y 1.5 para poblaciones futuras menores de mil habitantes.

Tomando en cuenta el clima, el nivel socioeconómico y la cantidad de habitantes, se determino que el factor de día máximo es de 1.2

$$Q_{dm} = fdm * Q_{md}$$

$$Q_{dm} = 1.2 * 7.813 \text{ lt/s}$$

$$Q_{dm} = 9.38 \text{ lt/s}$$

2.4.4.3. Caudal de bombeo

El caudal de bombeo se determina a partir del caudal de día máximo y el tiempo que se bombeará durante el día, se recomienda que se bombee entre un intervalo de 8 a 12 horas, para este caso se bombearán 12 horas porque la población es grande.

$$Q_b = \frac{24}{T_b} * Q_c$$

Donde:

$$Q_b = \text{caudal de bombeo (lt/s)}$$

$$T = \text{periodo de bombeo (hrs)}$$

$$Q_c = \text{caudal de conducción (lt/s)}$$

En este caso el caudal de conducción será el caudal proporcionado por la fuente, multiplicado por el factor de día máximo $f_{dm} = 1.2$

$$Q_c = 1.2 * 3.15 \frac{lt}{s} = 3.78 \frac{lt}{s}$$

$$Q_b = \frac{24}{12} * 3.78 \frac{lt}{s} = 7.56 \frac{lt}{s}$$

2.4.4.4. Caudal máximo horario

Conocido también como caudal máximo horario, es el consumo máximo en una hora de día, el cual se obtiene de la observación del consumo durante un período equivalente a un año. Si no se tienen registros, se puede obtener multiplicando el caudal medio diario por el factor de hora máximo.

El factor de hora máxima (f_{hm}) está comprendido entre 2 a 3 para poblaciones mayores de 1,000 habitantes. Tomando en consideración el clima, el nivel socioeconómico y la cantidad de habitantes, se determino que el factor de hora máxima es de 2.

$$Q_{hm} = f_{hm} * Q_{md}$$

$$Q_{hm} = 2 * 7.813 \frac{lt}{s}$$

$$Q_{hm} = 15.63 \frac{lt}{s}$$

2.4.4.5. Caudal domiciliar.

Es conocido también como caudal de gasto, y se define como el consumo que se tiene por vivienda al día, se obtiene dividiendo el caudal de distribución dentro del número de viviendas actuales.

$$Q_{domiciliar} = \frac{Q_{hm}}{No. viviendas.}$$

$$Q_{domiciliar} = \frac{15.63 \text{ lt/s}}{720 \text{ viviendas}}$$

$$Q_{domiciliar} = 0.022 \text{ lt/s/vivienda}$$

2.5. Obras de captación

Es la obra civil que recolecta el agua proveniente de uno o varios nacimientos de brotes definidos o difusos. Dentro de las condiciones generales del diseño se deberá cumplir con que las estructuras garanticen estabilidad, seguridad y funcionamiento en todos los casos. Para cualquier condición de la fuente, garantizarán protección contra la contaminación y entrada o proliferación de raíces, algas y otros organismos indeseables. También se impedirá al máximo la entrada de arena y materiales en suspensión y flotación.

El diseño hidráulico y dimensionamiento de la captación dependerán de la topografía de la zona, de la textura del suelo y de la clase de manantial, buscando no alterar la calidad y la temperatura de agua ni modificar la corriente y el caudal natural del manantial, ya que cualquier obstrucción puede tener consecuencias fatales; el agua crea otro cauce y el manantial desaparece.

Para este caso se utilizarán: tres captaciones laterales, una de ellas al inicio de la conducción por gravedad y las otras dos en la conducción por bombeo esto según las condiciones de cada fuente de agua potable.

2.6. Líneas de conducción

Es la tubería que en su mayoría es de PVC o de HG que sale desde la captación o de una caja reunidora de caudales hacia el tanque de distribución, en esta se consideran las siguientes obras: caja de válvula de limpieza, caja de válvula de aire, pasos de zanjón, pasos aéreos, anclajes de tubería HG.

De acuerdo con la ubicación y naturales de la fuente de abastecimiento así como la topografía de la región, las líneas de conducción pueden considerarse de dos tipos.

- a) Línea de conducción por gravedad
- b) Línea de conducción por bombeo

Este proyecto estará formado por los dos tipos de conducción (gravedad y bombeo); para cada uno de los casos el diseño deberá estar sustentado sobre criterios técnicos y económicos.

El criterio hidráulico utilizado para el cálculo de la línea de conducción por gravedad, es por medio de la ecuación de Hazen & Williams para conductos circulares a presión.

$$H_f = \frac{(1,743.811) * (L) * Q^{1.85}}{C^{1.85} * \phi^{4.87}}$$

Donde:

H_f = pérdida en tramo (m)

L = longitud del tramo (m)

Q = caudal de conducción (lt/s)

C = coeficiente de rugosidad; PVC = 150. HG = 100

ϕ = diámetro de la tubería (pulg)

Para el diseño de la línea de conducción se deben de determinar las longitudes y los diámetros para poder ajustar las pérdidas a las alturas disponibles.

Según la topografía se tiene una diferencia de niveles de $\Delta h = 75.39 \text{ m}$ entre la salida de la captación y la entrada al tanque de distribución, una longitud real de $L = 2,315.93 \text{ m}$, además se diseñara con un caudal de conducción $Q = 1.90 \text{ lt/s}$ el cual es el proporcionado por la fuente, esto debido a que no podemos utilizar el caudal máximo diario, ya que está no es la única fuente de captación para el proyecto.

Datos

$$\Delta h = 75.39 \text{ m}$$

$$L = 2,315.93 \text{ m}$$

$$Q = 1.90 \text{ lt/s}$$

Despejando la ecuación de Hazen & Williams para el diámetro obtenemos lo siguiente:

$$\phi = \left(\frac{1,743.811 * Q^{1.85} * L}{C^{1.85} * \Delta h} \right)^{4.87-}$$

Sustituyendo valores en la ecuación del diámetro se obtiene el siguiente resultado

$$\phi = \left(\frac{1,743.811 * 1.90^{1.85} * 2315.93}{150^{1.85} * 75.39} \right)^{4.87-} = 1.78" \approx (1 \frac{1}{2} " \text{ ó } 2")$$

Hay que aproximar el resultado a los diámetros comerciales más próximos.

$$\phi_1 = 1 \frac{1}{2} "$$

$$\phi_2 = 2 "$$

Encontrando pérdidas para cada uno de los diámetros (la magnitud del diámetro tiene que ser la del diámetro interno, según tablas del fabricante y/o proveedor de tubería)

$$h_{1 \frac{1}{2}"} = \frac{(1,743.811) * (2,315.93) * 1.90^{1.85}}{150^{1.85} * 1.754^{4.87}} = 80.86 \text{ m}$$

$$h_{2"} = \frac{(1,743.811) * (2,315.93) * 1.90^{1.85}}{150^{1.85} * 2.193^{4.87}} = 27.24 \text{ m}$$

Determinar la longitud de tubería para cada uno de los diámetros

$$L_{1 \frac{1}{2}"} = \frac{L_T(\Delta h - h_{2"})}{(h_{1 \frac{1}{2}"} - h_{2"})} = \frac{2,315.93 \text{ m} (75.39\text{m} - 27.24\text{m})}{(80.86\text{m} - 27.24\text{m})} = 2,079.65 \text{ m}$$

$$L_2'' = \frac{L_T(h_{1\ 1/2}'' - \Delta h)}{(h_{1\ 1/2}'' - h_2'')} = \frac{2,315.93\ m (80.86\ m - 75.39\ m)}{(80.86\ m - 27.24\ m)} = 236.28\ m$$

Para comprobación del cálculo anterior, la sumatoria de las longitudes de cada tipo de tubería, deberá ser igual a la longitud total real

$$L_T = L_{1\ 1/2}'' + L_2'' = 2,079.65\ m + 236.28\ m$$

$$L_T = 2,315.93\ m$$

Determinar las pérdidas reales para cada longitud de la conducción por gravedad

$$h_{1\ 1/2}'' = \frac{(1,743.811) * (2079.65) * 1.90^{1.85}}{150^{1.85} * 1.754^{4.87}} = 72.61\ m$$

$$h_2'' = \frac{(1,743.811) * (236.28) * 1.90^{1.85}}{150^{1.85} * 2.193^{4.87}} = 2.78\ m$$

La sumatoria de estas dos pérdidas deberá ser igual a la diferencia de niveles

$$\Delta h = h_{1\ 1/2}'' + h_2'' = 72.61\ m + 2.78\ m$$

$$\Delta h = 75.39\ m$$

Para poder librar dos zanjonés que presenta la topografía, se ve la necesidad de sustituir la tubería PVC por tubería HG en esos tramos, variando las pérdidas en el sistema, quedando de la siguiente manera.

Aplicando Hazen & Williams de $E - 27$ a $E - 33$

$$hf = \frac{(1,743.811) * (135.449) * 1.9^{1.85}}{150^{1.85} * 2.193^{4.87}} = 1.5935\ m$$

Cota piezométrica de E – 33

$$Cota_{inicial} - hf = 206.80 \text{ m} - 1.5935 = 205.21 \text{ m}$$

$$Vel_{E-33} = \frac{1.974 * Q}{\phi^2}$$

$$Vel_{E-33} = \frac{1.974 * (1.9 \text{ lt/seg})}{(1.532)^2}$$

$$Vel_{E-33} = 0.780 \text{ m/seg}$$

En la **tabla VIII** se resumen los resultados del diseño hidráulico obtenidos para la línea de conducción por gravedad.

Tabla VIII. Diseño hidráulico línea de conducción por gravedad.

Tramo		Caudal (lt/s)	Longitud (Metros)		Cotas Topográficas (metros)		Clase tubería	Diámetro Comercial (pulg)	Pérdida Carga (Metros)	Cota Piezométrica (Metros)	Velocidad (m/s)	Presión Dinámica (m.c.a.)
EST	P.O.		Horizontal	Diseño	Inicial	Final						
27	33	1.9	128.067	135.45	206.8	203.6	PVC 160 Psi	2"	1.5935	205.21	0.78	1.59
33	34	1.9	21.7	21.7	203.62	201.6	HG Cédula 20	2"	0.5405	204.67	0.78	3.08
34	37	1.9	125.776	127.4	201.59	200.5	PVC 160 Psi	2"	1.4988	203.17	0.78	2.63
37	38	1.9	75.988	88.992	200.54	200.1	HG Cédula 20	2"	2.2166	200.95	0.78	0.85
38	50	1.9	742.481	882.09	200.1	160.8	PVC 160 Psi	1 1/2"	30.798	170.15	1.22	9.31
50	66	1.9	973.488	1060.3	160.84	131.4	PVC 160 Psi	1 1/2"	37.019	133.13	1.22	1.73

fuentes: dibujo propio

Además del sistema de conducción por gravedad también se diseñará un sistema de conducción por bombeo, esto debido a que una de las fuentes contempladas para el proyecto de distribución de agua potable se encuentra en un nivel más bajo que el tanque de distribución.

La conducción por bombeo se deberá diseñar con la finalidad de aprovechar al máximo la energía disponible para conducir el caudal deseado, por lo cual en la mayoría de los casos, se utilizará el diámetro mínimo que satisfaga las necesidades del sistema.

Para el diseño de la línea de conducción se utilizaron las siguientes fórmulas:

Fórmula 1

$$\phi_{Ec} = 0.9 \left(\frac{Q_b}{1000} \right)^{0.45} * \frac{100}{2.54}$$

Donde::

$Q_B =$ caudal de bombeo (lt/s)

$\phi_{Ec} =$ diámetro económico de la tubería (pulg)

Se obtuvo el siguiente resultado

$$\phi_{Ec} = 0.9 \left(\frac{7.560}{1000} \right)^{0.45} * \frac{100}{2.54}$$

$$\phi_{Ec} = 3.93" \approx 4"$$

Fórmula 2

$$\phi_{Ec} = 1.3 * \left(\frac{\text{Horas de Bombeo}}{24} \right)^{0.25} * \left(\frac{Q_b}{1000} \right)^{0.5} * \frac{100}{2.54}$$

Donde::

$Q_B =$ caudal de bombeo (lt/s)

$\phi_{Ec} =$ diámetro económico de la tubería (pulg)

Se obtuvo el siguiente resultado

$$\phi_{Ec} = 1.3 * \left(\frac{12}{24} \right)^{0.25} * \left(\frac{7.560}{1000} \right)^{0.5} * \frac{100}{2.54}$$

$$\phi_{Ec} = 3.74" \approx 4"$$

Como el resultado en ambas fórmulas es similar se chequeará la velocidad y la pérdida por fricción en la tubería de 4 pulgadas y en el diámetro inmediatamente superior e inferior, teniendo en cuenta que la velocidad debe de estar en un rango de 0.55 m/s a 2.4 m/s para mantenerse en límites económicos, debido a que si la velocidad es muy alta se necesitará un bomba con mayor potencia para elevar el agua por las pérdidas que se producen por la velocidad, y si la velocidad es muy baja aumentará el costo por los diámetros grandes de la tubería. Para determinar la velocidad y la pérdida de carga en la tubería se utilizarán las fórmulas siguientes:

$$V = \frac{1.974 * Q_b}{\phi^2}$$

$$Hf = \frac{(1,743.811) * (L) * Q_b^{1.85}}{C^{1.85} * \phi_{EC}^{4.87}}$$

Donde:

V = velocidad (m/s)

Hf = pérdida en tramo (m)

L = longitud de tubería (m)

Q_B = caudal de impulsión ó bombeo (lt/s)

ϕ_{Ec} = diámetro económico de la tubería (pulg)

C = coeficiente de rugosidad; PVC = 150. HG = 100

Se cálculo la velocidad y la pérdida para los siguientes diámetros con tubería de 250 psi.

$$H_{3"} = \frac{(1,743.811) * (1,905.48) * 7.560^{1.85}}{150^{1.85} * 3.088^{4.87}} = 54.48 \text{ m}$$

$$H_{4''} = \frac{(1,743.811) * (1,905.48) * 7.560^{1.85}}{150^{1.85} * 3.970^{4.87}} = 16.03 \text{ m}$$

$$H_{5''} = \frac{(1,743.811) * (1,905.48) * 7.560^{1.85}}{150^{1.85} * 4.909^{4.87}} = 5.700 \text{ m}$$

Tabla IX. Diseño de diámetro económico.

Diámetro	Velocidad	Pérdida Hf
3''	1.565 m/s	54.48 m
4''	0.947 m/s	16.03 m
5''	0.619 m/s	5.70 m

Fuente: dibujo propio.

Como los diámetros cumplen las condiciones técnicas que se requieren, se opta por el criterio económico para determinar que se utilizará tubería con diámetro de 4 pulgadas, pues cumple con las condiciones técnicas y la pérdida que se produce no es tan grande como se muestra en la tabla anterior.

A continuación se procede a determinar la carga dinámica tota (*CDT*) en el tramo de conducción, se tomarán en cuenta diferentes aspectos que intervienen dentro del sistema de conducción como, pérdida por fricción, pérdidas menores, pérdida por velocidad, altura del tanque de captación y diferencia de alturas entre el tanque de distribución y la captación.

Para la determinación de las pérdidas en la tubería en la longitud del tramo se utilizará la fórmula de Hazen & Williams, utilizando los coeficientes de fricción para cada tipo de tubería, HG en Donde: la presión sea mayor y PVC en el resto como se indica en los planos.

La fórmula que se utilizó para determinar la pérdida por la velocidad es la siguiente:

$$Hf_{vel} = \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

$V =$ velocidad (m/s)

$Hf_{vel} =$ pérdida en tramo por velocidad (m)

$g =$ gravedad (9.8 m/s²)

Las pérdidas menores se considerarán como un 10 % de la magnitud de las pérdidas por impulsión en el sistema.

- Pérdidas por velocidad

$$Hf_{vel} = \frac{(0.95 \text{ m/s})^2}{2(9.8 \text{ m/s}^2)} = 0.046 \text{ m}$$

- Pérdidas por impulsión

$$h_{impulsión} = \frac{(1,743.811) * (1,905.48) * 7.560^{1.85}}{150^{1.85} * 3.970^{4.87}} = 16.030 \text{ m}$$

- Pérdidas menores

$$h_{menores} = 10\% * 16.030 \text{ m} = 1.603 \text{ m}$$

- Pérdidas (Diferencia de Niveles)

$$\Delta h = 1091.180 \text{ m} - 998.530 \text{ m} = 92.650 \text{ m}$$

- Pérdidas por succión

$$h_{succión} = \frac{(1,743.811) * (92.65) * 7.560^{1.85}}{150^{1.85} * 3.970^{4.87}} = 0.780 \text{ m}$$

- Pérdidas (Altura de Tanque)

$$h_{tanque \text{ de almacenamiento}} = 2.50 \text{ m}$$

Por lo tanto la carga dinámica total de la bomba a utilizar en el sistema de bombeo será:

$$CDT = Hf_{Vel} + h_{impulsión} + h_{menores} + \Delta h + h_{succión} + h_{tanque\ de\ almacenamiento}$$

$$CDT = 0.046\ m + 16.030\ m + 1.603\ m + 92.65\ m + 0.780\ m + 2.50\ m$$

$$CDT = 113.609\ m$$

Ahora se procede a determinar el tipo de bomba que pueda transportar la cantidad de agua que se necesita y que pueda cumplir con la Carga dinámica total (*CDT*). Para ello se debe encontrar la potencia de la bomba necesaria y luego cotizarla en el mercado, se utilizará la fórmula siguiente:

$$Pot = \left(\frac{CDT * Q_b}{76 * e} \right)$$

Donde:

Pot = potencia de la bomba (*hp*)

CDT = carga dinámica total (*m*)

Q_b = caudal de impulsión ó bombeo (*lt/s*)

e = eficiencia (%) Bomba = 60%, Motor + Bomba = 36%

$$Pot = \left(\frac{113.609\ m * 7.56\ Lt/s}{76 * 0.6} \right) = 18.83\ hp$$

Luego de determinar las especificaciones de la bomba, se buscó en el mercado y se comprobó que no hay una bomba con exactamente esas características, así que se recurrió a tomar una que cumpliera con llevar el caudal requerido y a la altura necesaria, los proveedores de bombas recomendaron lo siguiente:

Una bomba de succión marca *Berkeley Mod. 6T15 – 115* de 10 etapas, capacidad de producir 108 *gpm* para elevar el caudal hasta 390 pies de *CDT*, Motor Sumergible Franklin de 20.00 *hp*, 230 *V 3F N 03*.

2.6.1. Golpe de ariete

Se denomina golpe de ariete al choque violento que se produce sobre la paredes de un conducto forzado, cuando el movimiento del líquido es modificado bruscamente, la fuerza viva con que el agua es movida se convierte en una sobrepresión, produciendo una presión mayor que la carga inicial.

Normalmente, el fenómeno viene acompañado de un sonido que recuerda los martillazos, hecho que justifica su nombre. Además del ruido desagradable el golpe puede romper las tuberías, dañar los aparatos y perjudicar la calidad de productos fabricados por máquinas operados por medio de sistemas hidráulicos.

Como se menciono anteriormente el golpe de ariete es el aumento de la presión (*h*) en el momento en que se interrumpe bruscamente el flujo que éste caso es el agua

Celeridad *C* es la velocidad de propagación de onda de sobrepresión. La celeridad en el sistema internacional está dada por:

$$C = \frac{1,420}{\sqrt{\left(1 + \frac{k * \phi}{e * E}\right)}}$$

Donde:

C = celeridad de la onda de presión (*m/s*)

φ = diámetro interno de la tubería (*pulg*)

k = módulo de elasticidad volumétrica del agua ($2.07 * 10^4 \frac{kg}{cm^2}$)

$e = \text{espesor de la pared de la tubería (pulg)}$

$E = \text{módulo de elasticidad volumétrica de la tubería}$

$$PVC = 3 * 10^4 \frac{kg}{cm^2}, \quad HG = 2.05 * 10^6 \frac{kg}{cm^2}$$

Encontrando la celeridad en el sistema

$$C = \frac{1,420}{\sqrt{\left(1 + \frac{2.07 * 10^4 * 3.970}{0.265 * 3 * 10^4}\right)}}$$

$$C = 421.73 \text{ m/s}$$

Se denomina período de la tubería T o amplitud de fase, al tiempo necesario para que la onda de sobrepresión vaya y vuelva de la válvula al depósito y se representa por:

$$T = 2 * \frac{L}{C}$$

Donde:

$T = \text{período de la tubería (seg)}$

$L = \text{longitud de la tubería (m)}$

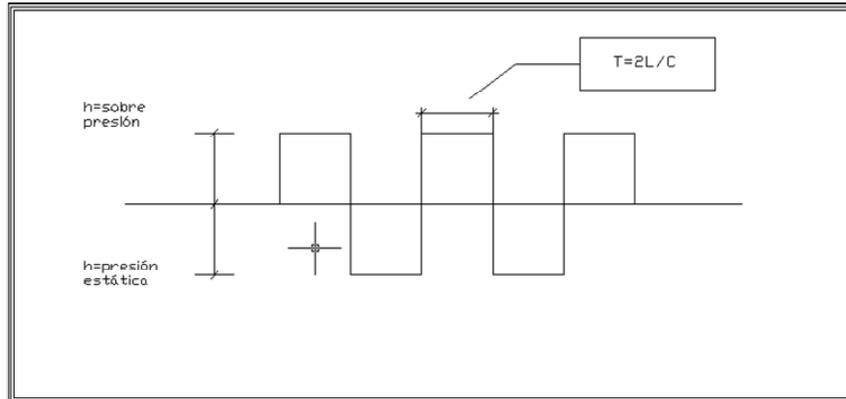
$C = \text{celeridad, velocidad de propagación de la onda de sobrepresión. (m/s)}$

Encontrando el período de la tubería en el tramo de la estación $E - 5$ a la estación $E - 19$, $L = 1,905.48 \text{ m}$

$$T = 2 * \frac{1905.48 \text{ m}}{421.73 \text{ m/s}}$$

$$T = 9.03 \text{ s}$$

Figura 4. Ilustración gráfica de la sobre presión.



Fuente:dibujo propio.

Cuando la onda llega, al regresar, ella cambia el sentido, haciendo de nuevo el mismo recorrido de ida y vuelta en el mismo tiempo T , pero con signo contrario, bajo la forma de onda de depresión (figura IV).

El tiempo de cierre de la válvula es un factor importante, si el cierre es muy rápido, la válvula quedará completamente cerrada antes de actuar la onda de depresión. Por otro lado, si la válvula es cerrada lentamente, habrá tiempo para que la onda de depresión actúe, antes de la obturación completa. De ahí la clasificación de las maniobras de cierre.

$$\tau = \text{Tiempo de maniobra}$$

$$\text{Si } \tau < 2 * \frac{L}{C} \text{ maniobra rápida}$$

$$\text{Si } \tau > 2 * \frac{L}{C} \text{ maniobra lenta}$$

La sobrepresión máxima ocurre cuando la maniobra es rápida, esto es cuando $\tau < 2 * \frac{L}{C}$

La sobrepresión máxima, en el extremo de la línea, puede ser calculada por la expresión en el sistema internacional:

$$h_{\text{sobrepresión}} = \frac{C * V}{g}$$

Donde:

$$h_{sobrepresión} = sobrepresión (m)$$

$$C = celeridad (m/s)$$

$$V = velocidad del flujo(m/s)$$

Encontrando la sobrepresión $h_{sobrepresión}$ máxima cuando $\tau > 2 * \frac{L}{C}$

$$h_{sobrepresión} = \frac{421.73 \frac{m}{s} * 0.947 \frac{m}{s}}{9.80 \frac{m}{s^2}} = 40.75 m$$

El caso más importante de golpe de ariete en una línea de descarga de bombas accionadas por motores eléctricos, se verifica luego de una interrupción de energía eléctrica.

Este caso, debido a la inercia de las partes rotativas de los conjuntos elevadores, inmediatamente después de la falta de corriente, la velocidad de las bombas comienza a disminuir, reduciendo rápidamente el caudal. La columna líquida continúa subiendo por la tubería de descarga, hasta el momento en que la inercia es vencida por la acción de la gravedad. Durante este período se verifica una descompresión en el interior de la tubería.

Enseguida, ocurre la inversión en el sentido del flujo y la columna líquida vuelve a las bombas.

No existiendo válvulas de retención, la bomba comenzaría, entonces, a funcionar como turbina, girando en sentido contrario.

Con excepción de los casos en que la altura de elevación es pequeña, con descarga libre, en las líneas de bombeo son instaladas válvulas de retención o válvulas check, con el objeto de evitar el retorno del líquido a través de las bombas.

La corriente líquida, al retornar la bomba, encontrando la válvula de retención cerrada ocasiona el choque y la compresión del fluido, lo cual da origen a una onda de sobrepresión (golpe de ariete).

Si la válvula check funciona normalmente, cerrándose en el momento preciso, el golpe de ariete no alcanzará el valor correspondiente a dos veces la altura manométrica.

Si, al contrario, la válvula check no cierra rápidamente, la columna líquida retornará, pasando a través de la bomba y con el tiempo, pasará a adquirir velocidades más altas, elevando considerablemente el golpe de ariete, en el momento en que la válvula funcione (pudiendo alcanzar 300% de la carga estática, dependiendo del tiempo de cierre).

Con el objeto de limitar el golpe de ariete en las instalaciones de bombeo, pueden ser tomadas las siguientes medidas de protección:

- a) Instalaciones de válvulas de retención o válvulas check, para cierre, de buena calidad.
- b) Empleo de tubos capaces de resistir la presión máxima prevista (generalmente dos veces la presión estática).
- c) Empleo de cámaras de aire comprimido.
- d) Adopción de aparatos que limiten el golpe, tales como válvulas de alivio, etc.
- e) Utilización de dispositivos especiales, tales como la instalación de volante en los conjuntos elevadores.
- f) Construcción de cámaras de compensación o pozos de oscilación.

Para este proyecto se utilizarán válvulas check y válvulas de alivio en la salida de la bomba.

2.6.2. Selección del tipo de tubería

Para seleccionar el tipo de tubería se debe estimar el cauce a conducir, las condiciones en las que estarán la tubería, las presiones a las que estarán sometidas. Esto en base al caso crítico que se describe en la siguiente fórmula:

$$\text{Caso crítico} = \text{Golpe ariete} + \text{Carga dinámica total}$$

$$\text{Caso crítico} = 40.753 \text{ m} + 113.609 \text{ m} = 154.36 \text{ m}$$

Entonces, se propone una tubería de 250 *psi* en Donde: la tubería soporta hasta 176 *m. c. a.* mayor al caso crítico que es de 154.36 *m. c. a.* De esta manera se verifica que la tubería soportará las presiones en la realidad.

2.6.3. Tanque de alimentación

Diseño tanque de alimentación

Datos

$$Q_{fuente} = 3.15 \text{ lt/s}$$

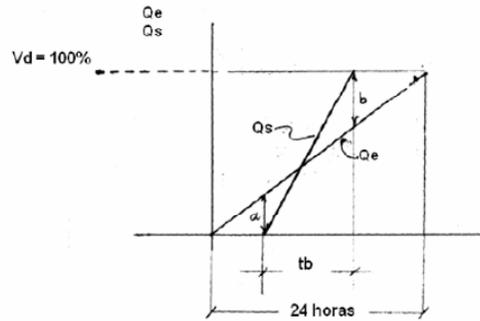
Volumen al 100 %

$$V_{100\%} = 3.15 \frac{\text{lt}}{\text{s}} * \left(\frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ día}} \right) * \left(\frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ lt}} \right)$$

$$V_{100\%} = 272.16 \text{ m}^3/\text{día}.$$

En la figura 5. podemos observar la relación de triángulos de la cual podremos obtener los resultados del volumen del tanque de alimentación.

Figura 5. Análisis de tanque de alimentación (Relación de triángulos).



Fuente: dibujo propio.

Donde:

$Q_s = \text{caudal de salida (m}^3/\text{día)}$

$Q_e = \text{caudal de entrada (m}^3/\text{día)}$

$T_b = \text{periodo de bombeo (horas)}$

$a, b = \text{volúmenes de alimentación (m}^3)$

Volumen de tanque de alimentación

$$V_{\text{alimentación}} = a + b$$

De la relación de triángulos de la gráfica podemos encontrar la siguiente ecuación:

$$\frac{24 \text{ hrs}}{V_{100\%}} = \frac{T_b}{V_{100\%} - a - b}$$

Trabajando el segundo término de la ecuación se logrará obtener el volumen del tanque de alimentación.

$$\frac{T_b}{V_{100\%} - (a + b)} = \frac{T_b}{V_{100\%} - (V_{alimentación})}$$

Despejando el volumen de alimentación

$$V_{alimentación} = V_{100\%} * \left(1 - \frac{T_b}{24}\right)$$

$$V_{alimentación} = 272.16 \text{ m}^3 * \left(1 - \frac{12}{24}\right)$$

$$V_{alimentación} = 136.08 \text{ m}^3 \approx 140.00 \text{ m}^3$$

El caudal que se bombea durante 12 horas es de 272.00 m^3 , pero el tanque de distribución existente tiene una capacidad de 240.00 m^3 . Es por esto que el volumen de alimentación será de 140.00 m^3 . Se tiene calculado que el bombeo se hará en 2 periodos de 6 horas, por lo tanto, en 6 horas continuas, el volumen a bombear será de 140.00 m^3 , esperando que la población consuma en 6 horas 32.00 m^3 .

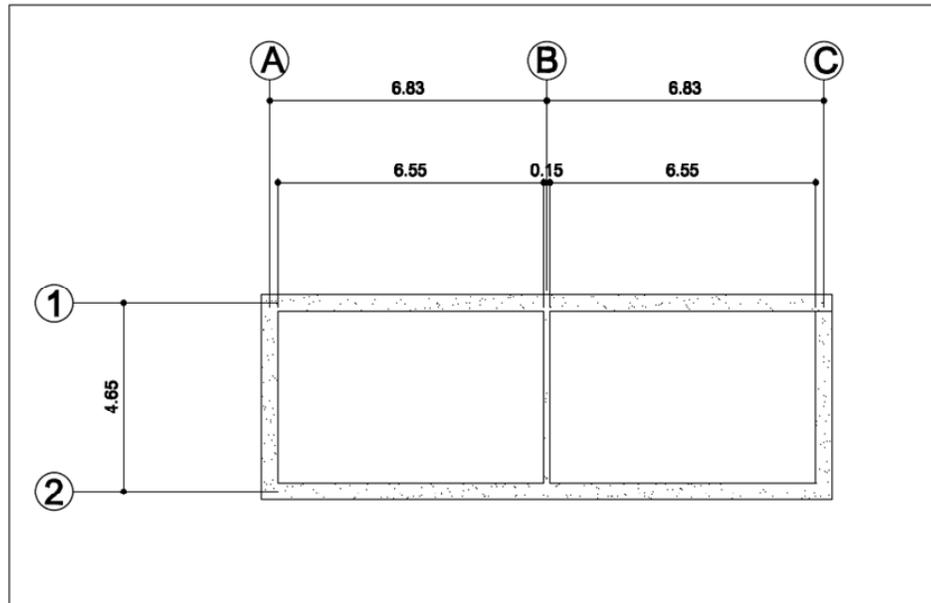
Para efectos de diseño el volumen del tanque será de $V_{alimentación} = 140.00 \text{ m}^3$ y se construirá de concreto ciclópeo, semienterrado. Las dimensiones del tanque de alimentación serán:

$$\text{Alto} = 2.5 \text{ m} \quad \text{Ancho} = 4.25 \text{ m} \quad \text{Largo} = 13.25 \text{ m}$$

2.6.3.1. Diseño de losa

La losa será de concreto reforzado con las siguientes dimensiones como se muestra en la figura 6.

Figura 6. Planta de Tanque de Alimentación (Palocom).



Fuente: dibujo propio.

Haciendo uso del método 3 del código ACI (American Concrete Institute)

Se calcula el coeficiente de momentos (m) a usar en el código ACI, que no es más que la relación del lado menor entre el lado mayor.

$$m = a/b$$

$$m = 4.25 \text{ m} / 6.55 \text{ m}$$

$$m = 0.65$$

Como $0.5 < m = 0.65$ entonces la losa se diseñará en dos sentidos.

Espesor de losa (t)

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180}$$

$$t = \frac{2 * (4.25 \text{ m} + 6.55 \text{ m})}{180}$$

$$t = 0.12 \text{ m} = 12 \text{ cms.}$$

Calculando las cargas que actuarán sobre la losa que se está diseñando, se encuentran los momentos que actúan.

Cálculo de cargas:

Carga muerta

$$CM = \text{peso propio de losa} + \text{sobrepeso}$$

$$CM = (2400 \text{ kg/m}^3 * 0.12 \text{ m} * 1.00 \text{ m}) + (60 \text{ kg/m})$$

$$CM = 348.00 \text{ kg/m}$$

Carga viva: La componen las fuerzas externas que actúan en la estructura.

$$CV = 100 \text{ kg/m}$$

Cargas últimas

$$CUT = \text{carga muerta última (CMU)} + \text{carga viva última (CVU)}$$

$$CUT = CMU + CVU$$

$$CUT = (1.4 * CM) + (1.7 CV)$$

$$CUT = (1.4 * 348 \text{ kg/m}) + (1.7 * 100 \text{ kg/m})$$

$$CUT = 657.2 \text{ kg/m}$$

Cálculo de momentos (caso siete)

$$M_{A+} = a^2 * (C_{ADL} * CMU + C_{ALL} * CVU)$$

$$M_{A+} = (4.25 \text{ m})^2 (0.065 * 348 \text{ kg/m} + 0.07 * 170 \text{ kg/m})$$

$$M_{A+} = 624 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{A-} = a^2 * (C_{A-} * CUT)$$

$$M_{A-} = (4.25 \text{ m})^2 (0.000 * 658 \text{ kg/m})$$

$$M_{A-} = 0.00 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{B+} = b^2 * (C_{BDL} * CMU + C_{BLL} * CVU)$$

$$M_{B+} = (6.55 \text{ m})^2 (0.014 * 348 \text{ kg/m} + 0.014 * 170 \text{ kg/m})$$

$$M_{B+} = 312.00 \text{ kg} - \text{m}$$

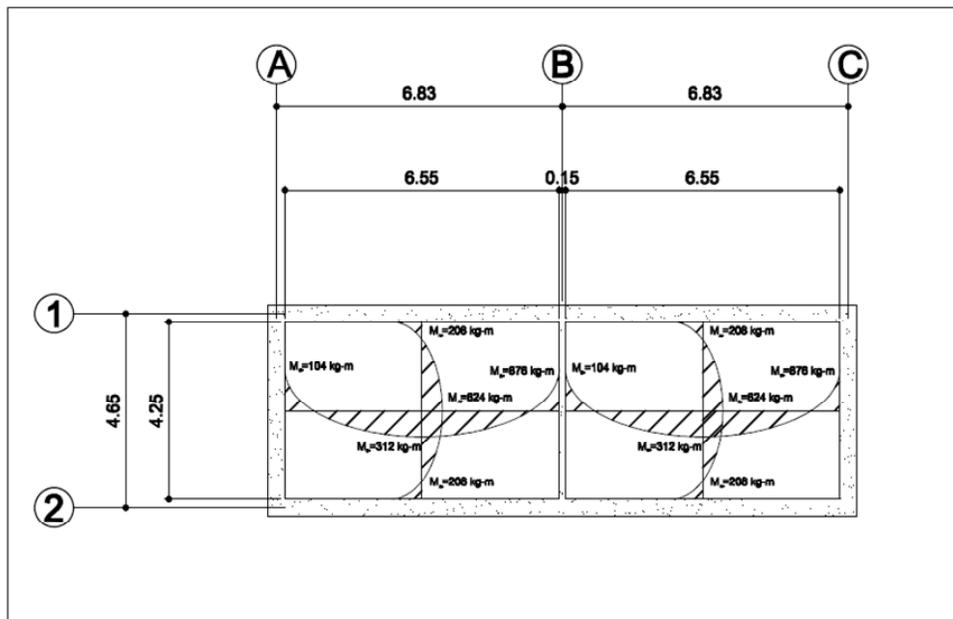
$$M_{B-} = b^2 * (C_{B-} * CUT)$$

$$M_{B-} = (6.55 \text{ m})^2 (0.031 * 658 \text{ kg/m})$$

$$M_{B-} = 876.00 \text{ kg} - \text{m}$$

Con estos resultados se dibujará el diagrama de momentos, teniendo en cuenta que en los lugares Donde: no hay continuidad de losa los momentos negativos son cero y se tomará un tercio del momento positivo. Queda como se muestra en la siguiente figura.

Figura 7. Diagrama de momentos (losa).



Fuente: dibujo propio.

Cálculo del área de acero mínimo ($A_{s_{\min}}$)

$$A_{s_{\min}} = \frac{40 \% * 14.1 * b * d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.40 * 14.1 * (100 \text{ cms}) * (9 \text{ cms})}{2810 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{s_{\min}} = 1.80 \text{ cm}^2$$

La separación de las varillas de acero S , se calcula de la siguiente manera, teniendo en cuenta que la separación máxima S_{\max} será igual a tres veces el espesor de la losa $S_{\max} = 3t$

$$\left. \begin{array}{l} 1.80 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow S \text{ (cm)} \end{array} \right\} S = 39.44 \text{ cm} > S_{\max} = 3(12 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

Como el espaciamiento es mayor a $3t$ se utiliza entonces $S = S_{\max}$, el área de acero mínimo para esta separación será

$$\left. \begin{array}{l} A_{s_{\min}} \text{ (cm}^2\text{)} \longrightarrow 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow 36 \text{ cm} \end{array} \right\} A_{s_{\min}} = 1.97 \text{ cm}^2$$

Ahora se calcula el momento resistente por el acero mínimo ($M_{A_{s_{\min}}}$)

$$M_{A_{s_{\min}}} = \phi \left(A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \right)$$

$$M_{A_{s_{\min}}} = 0.9 * \left(1.97 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2 * \left(9 \text{ cm} - \frac{1.97 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2}{1.7 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm}} \right) \right)$$

$$M_{A_{s_{\min}}} = 44066.63 \text{ kg} - \text{cm} = 441 \text{ kg} - \text{m}$$

Ahora se calcula el área de acero A_s para los momentos que sobrepasen a $M_{A_{smin}} = 441 \text{ kg} - m$, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla X. Momento, Acero mínimo y armado para losa.

Momento $> M_{A_{smin}}$	A_s	Armado
624 kg-m	2.81 cm ²	No.3 @ 25 cms
876 kg-m	3.99 cm ²	No.3 @ 15 cms

Fuente: dibujo propio

El detalle del armado de la losa se ilustra en los planos que se encuentran en el apéndice.

2.6.3.2. Diseño de Viga

Para el diseño de la viga central de las losas utilizaremos los siguientes datos:

Datos

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

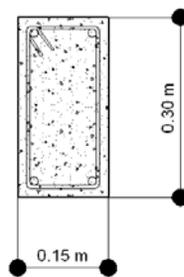
$$fy = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 15 \text{ cms}$$

$$t = 30 \text{ cms}$$

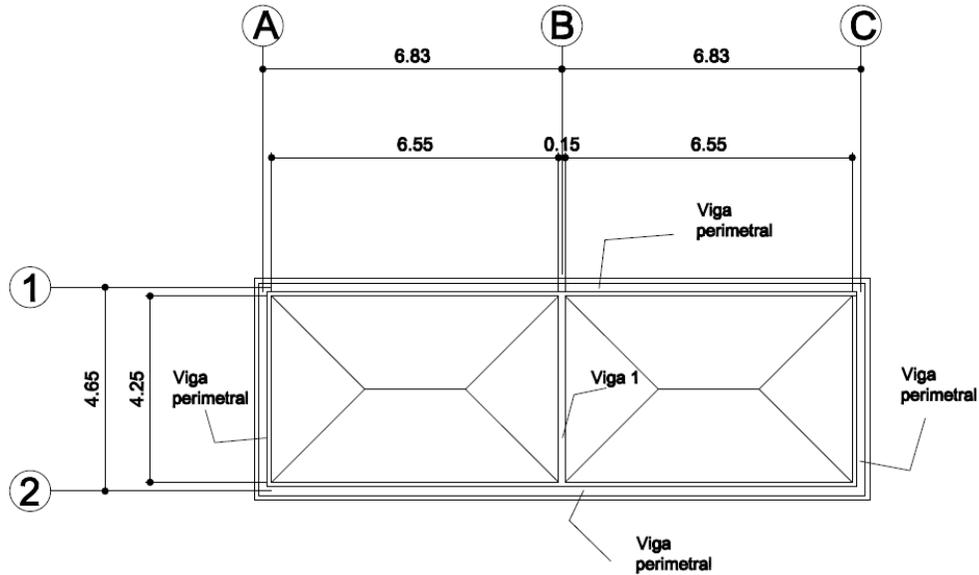
$$d = t - rec - \phi/2 = 30 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} - \frac{0.95}{2} \text{ cm} = 27 \text{ cms}$$

Figura 8. Sección transversal de viga 1. $t = \frac{L}{18.5}$ (según ACI)



Fuente: dibujo propio

Figura 9. Distribución de la viga intermedia y perimetral.



Fuente: dibujo propio

Área de influencia sobre la viga 1

$$Area_{influencia} = 2 * \left(1/2 * 4.25 \text{ m} * \left(\frac{4.25 \text{ m}}{2} \right) \right)$$

$$Area_{influencia} = 9.03 \text{ m}^2$$

Cargas

Carga muerta

Peso propio viga

$$P.P_{viga} = (2400 \text{ kg/m}^3) * (0.15 \text{ m}) * (0.30 \text{ m}) = 108 \text{ kg/m}$$

Peso losa + sobrecarga

$$CM = (2400 \text{ kg/m}^3) * (0.12 \text{ m}) + 60 \text{ kg/m}^2 = 348 \text{ kg/m}^2$$

Integración de carga muerta por metro lineal (kg/m)

$$W_{CM} = \frac{CM * Area_{influencia}}{Longitud}$$

$$W_{CM} = \frac{348 \text{ kg/m}^2 * 9.03 \text{ m}^2}{4.25 \text{ m}}$$

$$W_{CM} = 739.40 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$CV = 200 \text{ kg/m}^2$$

Integración de carga viva por metro lineal (kg/m)

$$W_{CV} = \frac{CV * Area_{influencia}}{Longitud}$$

$$W_{CV} = \frac{200 \text{ kg/m}^2 * 9.03 \text{ m}^2}{4.25 \text{ m}}$$

$$W_{CV} = 424.94 \text{ kg/m}$$

Carga última total

$$CUT_{viga} = 1.4 \left(739.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 108.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) + 1.7 (424.94 \text{ kg/m})$$

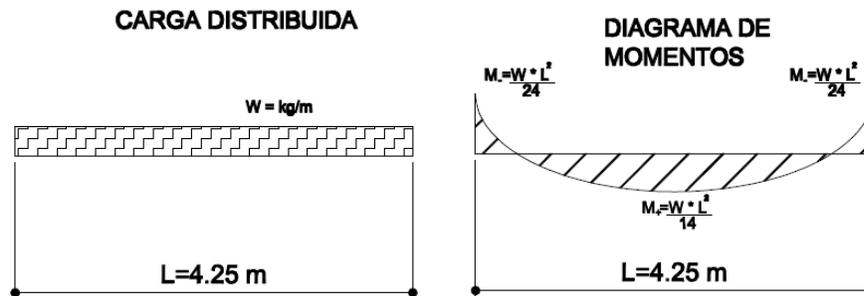
$$CUT_{viga} = 1,908.76 \text{ kg/m}$$

Tabla XI. Resumen datos diseño viga 1.

Viga	Area (m ²)	Longitud (m)	CV (kg/m ²)	CM (kg/m ²)	W _{CV} (kg/m)	W _{CM} (kg/m)	P.P.-viga (kg/m)	CUT (kg/m)
1	9.03	4.25	200	348	424.94	739.4	108	1,908.76

Fuente: dibujo propio.

Figura 10. Diagrama de carga distribuida y de momentos.



Fuente: dibujo propio.

Encontrando momentos

$$M_{(+)} = \frac{(1,908.76 \text{ kg/m}) * (4.25 \text{ m})^2}{14} = 2,462.64 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{(-)} = \frac{(1,908.76 \text{ kg/m}) * (4.25 \text{ m})^2}{24} = 1,436.54 \text{ kg} - m$$

Acero de refuerzo

$$M_{(+)} = 2,462.64 \text{ kg} - m \Rightarrow As_{(+)} = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$M_{(-)} = 1,436.54 \text{ kg} - m \Rightarrow As_{(-)} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Chequeando $As_{\text{mín}}$ y $As_{\text{máx}}$

$$As_{\text{mín}} = \frac{14.1 * b * d}{fy} = \frac{14.1 * (15 \text{ cm}) * (27 \text{ cm})}{2810 \text{ kg/cm}^2} = 2.03 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} As_{\text{máx}} &= 0.5 * \left(\frac{0.85^2 * f'c}{fy} * \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + fy/Ey} \right) \right) * b * d \\ &= 0.5 * \left(\frac{0.85^2 * 210 \text{ kg/cm}^2}{2810 \text{ kg/cm}^2} * \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.001338} \right) \right) * 15 \text{ cm} * 27 \text{ cm} \\ &= 7.56 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Como $As_{\text{mín}} < As < As_{\text{máx}}$, entonces

$$4 \# 4 \quad As_{(+)} = 4 * (1.27 \text{ cm}^2) = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$2 \# 4 \quad As_{(-)} = 2 * (1.27 \text{ cm}^2) = 2.54 \text{ cm}^2$$

Chequeo contra cortante

Corte actuante

$$V_{Act} = \frac{W * L}{2} = \frac{\left(1,908.76 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) * (4.25 \text{ m})}{2} = 4,056.12 \text{ kg}$$

Corte resistente $\phi = 0.85$

$$\begin{aligned} V_{Res} &= \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 15 \text{ cm} * 27 \text{ cm} \\ &= 2,643.99 \text{ kg} \end{aligned}$$

Como $V_{Act} > V_{Res}$ entonces se utilizarán estribos en los tramos en Donde: el concreto no resiste el esfuerzo de corte, para determinar la separación de estribos se utilizará la siguiente ecuación:

$$s = \frac{2 * Av * fy * d}{(V_{Act} - V_{Res})}$$

Donde::

$S =$ separación de estribos (cm)

$Av =$ Area de la varilla (cm^2)

$fy =$ fluencia del areo ($2,810 \frac{kg}{cm^2}$)

$d =$ peralte de viga (m)

$V_{Act} =$ corte actuante (kg)

$V_{Res} =$ corte resistente (kg)

Encontrando la separación entre estribos $S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} = \frac{27cm}{2} = 13.5 cms$

$$S = \frac{2 * 0.71 cm^2 * 2,810 \frac{kg}{cm^2} * 27cm}{(4,056.12 kg - 2,643.99 kg)} = 76.3 cms$$

Como $S = 76.3 cm > S_{m\acute{a}x} = 13.5 cms$ entonces usar #3@12 cms.

El detalle del armado de la viga 1 se ilustra en los planos que se encuentran en el apéndice.

2.6.3.3. Diseño de muros

El muro se construirá de concreto ciclópeo, ya que la piedra es un elemento de construcción predominante en la comunidad. El diseño del tanque consiste en verificar que las presiones que se ejercen sobre las paredes del tanque y sobre el suelo, no afectarán la estabilidad del tanque. Para el diseño de los muros del tanque se utilizarán los siguientes datos:

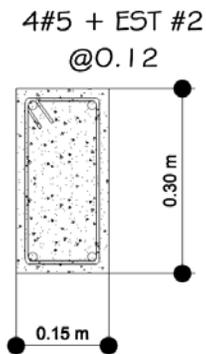
Tabla XII. Tabla de datos del muro.

DATOS			
Peso específico del agua	γ_{agua}	1.0	T/m^3
Peso específico del suelo	γ_{suelo}	1.4	T/m^3
Peso específico del concreto	$\gamma_{concreto}$	2.4	T/m^3
Peso específico del concreto ciclópeo	γ_{cc}	2.7	T/m^3
Angulo de fricción interna	ϕ	30	<i>grados</i>
Factor de seguridad	μ	0.4	
Valor soporte del suelo	V_s	21	T/m^2
altura del muro	H	3.26	<i>m</i>
Desplante del muro	h	1.2	<i>m</i>
Base de muro	b	1.3	<i>m</i>
Resistencia del concreto	$f'c$	281	kg/m^2

Fuente: dibujo propio.

El perímetro del tanque tendrá una solera de corona la cual tendrá el refuerzo siguiente:

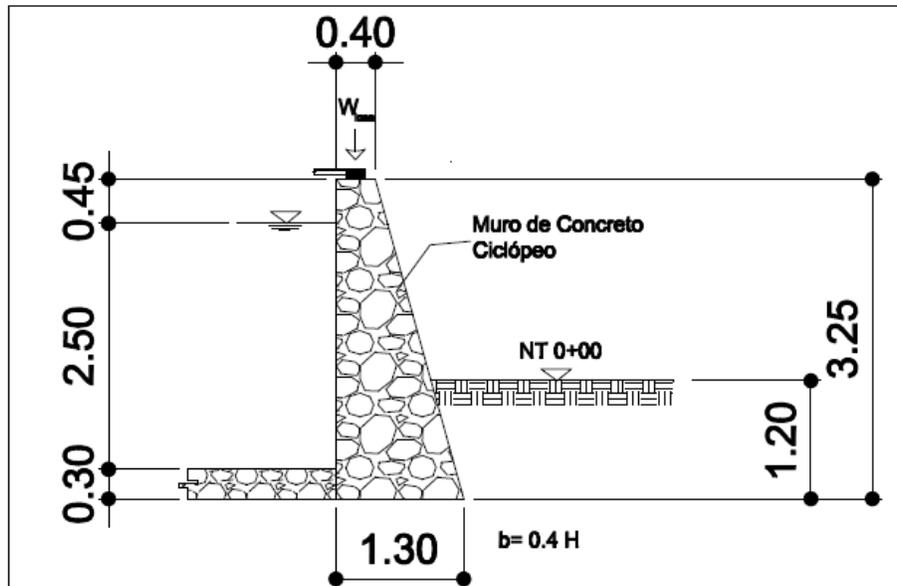
Figura 11. Dimensiones de la viga perimetral y su refuerzo.



Fuente: dibujo propio.

Figura 12. Muro del tanque de alimentación.

Para una mejor visualización se presenta un corte transversal del muro.



Fuente: dibujo propio.

Los coeficientes de empuje activo (K_A) y empuje pasivo (K_P) serán:

$$K_A = 1$$

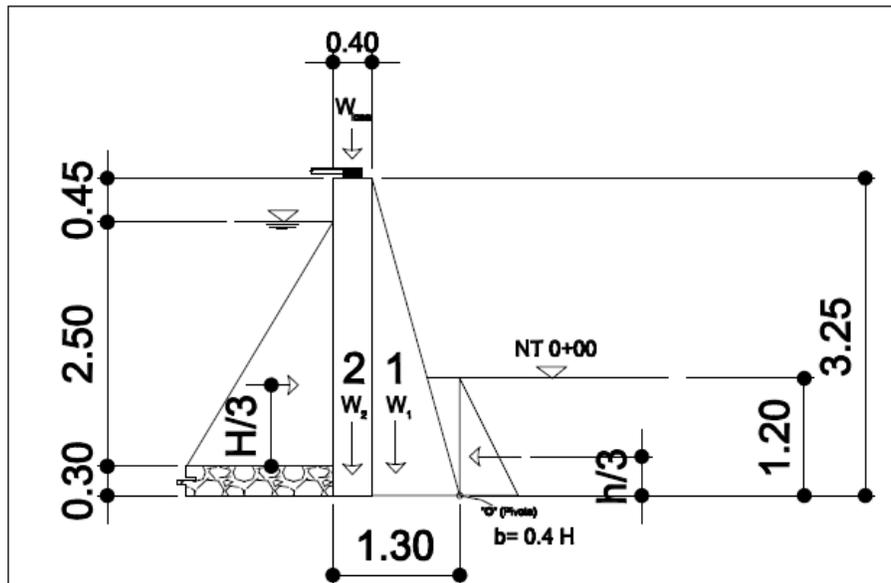
$$K_P = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

$$K_P = \frac{1 + \text{sen}(30^\circ)}{1 - \text{sen}(30^\circ)}$$

$$K_P = 3$$

A continuación se muestra un diagrama de cuerpo libre del muro, Donde: se muestran las presiones sobre el mismo.

Figura 13. Diagrama de cuerpo libre del muro.



Fuente: dibujo propio.

Cálculo de presiones horizontales activas ($\overrightarrow{P_{Ay}}$) y pasivas ($\overrightarrow{P_{Py}}$) que afectar a la estructura:

$$\overrightarrow{P_{Py}} = K_p * \gamma_{suelo} * h$$

$$\overrightarrow{P_{Ay}} = K_A * \gamma_{H_2O} * H$$

$$\overrightarrow{P_{Py}} = 3 * (1.40 \text{ T/m}^3) * (1.20 \text{ m})$$

$$\overrightarrow{P_{Ay}} = 1 * (1.00 \text{ T/m}^3) * (2.50 \text{ m})$$

$$\overrightarrow{P_{Py}} = 5.04 \text{ T/m}^2$$

$$\overrightarrow{P_{Ay}} = 2.50 \text{ T/m}^2$$

Cálculo de las cargas totales de los diagramas de presión (figura. 13), se calculan como el área del diagrama de presiones actuantes en su centroide.

$$P_{Py} = 1/2 * (\overrightarrow{P_{Py}}) * h$$

$$P_{Ay} = 1/2 * (\overrightarrow{P_{Ay}}) * h$$

$$P_{Py} = 1/2 * (5.04 \text{ T/m}^2) * 1.20 \text{ m}$$

$$P_{Ay} = 1/2 * (2.50 \text{ T/m}^2) * 2.50 \text{ m}$$

$$P_{Py} = 3.02 \text{ T/m}$$

$$P_{Ay} = 3.12 \text{ T/m}$$

Los momentos al pie del muro serán:

$$M_{PY} = P_{PY} * h/3$$

$$M_{AY} = P_{AY} * h/3$$

$$M_{PY} = (3.02 \text{ T/m}) * (1.20 \text{ m})/3$$

$$M_{AY} = (3.12 \text{ T/m}) * (2.50 \text{ m})/3$$

$$M_{PY} = 1.21 \text{ T} - \text{m/m}$$

$$M_{AY} = 2.60 \text{ T} - \text{m/m}$$

Dividiendo geoméricamente la sección transversal del muro como se muestra en la figura 13, se calculará el peso por unidad lineal en el sentido longitudinal y el momento total que produce el peso respecto al punto pivote "0"

Áreas de las figuras geométricas de la división del muro

$$A_1 = 1/2 * (0.9 \text{ m}) * (2.95 \text{ m}) = 1.33 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (0.4 \text{ m}) * (2.95 \text{ m}) = 1.18 \text{ m}^2$$

Tabla XIII. Tabla de peso de la estructura.

Figura	Área (m ²)	γ (T/m ³)	W (T/m)	Brazo (m)	M(T-m/m)
1	1.33	2.70	3.59	0.6	2.15
2	1.18	2.70	3.19	1.10	3.51
Losa		2.40	1.98	1.10	2.18
		$\sum W$	8.76	$\sum M$	7.84

Fuente: dibujo propio.

Chequeando estabilidad contra volteo teniendo en cuenta que debe haber un factor de seguridad de volteo mayor a 1.50

$$F_{sv} = \frac{\sum M_r}{\sum M_{act}} = \frac{M_{PY} + M_W}{M_{AY}}$$

$$F_{sv} = \frac{1.21 \text{ T} - \text{m/m} + 7.84 \text{ T} - \text{m/m}}{2.60 \text{ T} - \text{m/m}}$$

$$F_{sv} = 3.48 > 1.5 \quad ok \checkmark$$

El factor de seguridad de volteo F_{sv} si chequea. Chequeando estabilidad contra deslizamiento

$$F_{sd} = \frac{\sum F_r}{\sum F_{act}} = \frac{P_{Py} + \mu W}{P_{Ay}}$$

$$F_{sd} = \frac{3.02 \text{ T/m} + 0.4 * (8.76 \text{ T/m})}{3.12 \text{ T/m}}$$

$$F_{sv} = 2.09 > 1.5 \quad ok \checkmark$$

Si revisa el deslizamiento. Ahora se chequeará la presión máxima bajo la base del muro.

Donde: la excentricidad $e = L/2 - a$, y

$$a = \frac{\sum M_0 + \mathcal{U}}{W} = \frac{M_{Py} + M_W - M_{Ay}}{W}$$

$$a = \frac{1.21 \text{ T} - m/m + 7.84 \text{ T} - m/m - 2.60 \text{ T} - m/m}{8.76 \text{ T/m}}$$

$$a = 0.73 \text{ m}$$

Entonces:

$$3 * a = 3 * (0.73 \text{ m}) = 2.19 \text{ m} > 1.30 \text{ m}$$

Como $3a$ es mayor que $b = 1.3 \text{ m}$, no hay presiones negativas y la excentricidad será:

$$e = L/2 - a$$

$$e = (1.30 \text{ m}/2) - 0.73 = -0.08 \text{ m}$$

Las presiones, máxima y mínima en el suelo son:

$$Q_{M\acute{a}x/M\acute{i}n} = \frac{W}{long * base} \pm \frac{W * e}{S_{(M\acute{o}dulo\ de\ secci\acute{o}n)}}$$

$$Q_{M\acute{a}x/M\acute{i}n} = \frac{8.76\ T/m}{1.00\ m * 1.30\ m} \pm \frac{(8.76\ T/m) * (-0.08m)}{1/6 * (1.00\ m) * (1.30\ m)^2}$$

$$Q_{M\acute{a}x/M\acute{i}n} = 6.74\ T/m^2 \pm (-2.49\ T/m^2)$$

$$Q_{M\acute{a}x} = 6.74\ T/m^2 + 2.49\ T/m^2 = 9.23\ T/m^2$$

$$Q_{M\acute{i}n} = 6.74\ T/m^2 - 2.49\ T/m^2 = 4.25\ T/m^2$$

Como el resultado es menor que el valor soporte del suelo $V_s = 21\ T/m^2$ y mayor que 0, entonces el muro resiste las cargas a que estará sujeto.

2.7. Tanque de distribución

En un sistema de abastecimiento de agua potable es necesaria la construcción de un tanque regulador que amortigüe las demandas diarias, esto debido a que el consumo de agua de la población a servir, no es constante sino que, por el contrario, varía según la hora del día, y dado que el suministro es un caudal teóricamente constante. Su función básica es almacenar agua en los períodos de en los cuales la demanda es menor que el suministro de tal forma que en los periodos en los que la demanda sea mayor que el suministro se complete el déficit con el agua almacenada inicialmente en dicho tanque. Un tanque de distribución posee los siguientes elementos:

- Depósito principal
- Caja de válvula de entrada y salida.
- Tapaderas para entrada
- Dispositivo de desagüe y rebalse
- Respiradores.
- Clorador.

Todo tanque de distribución construido con mampostería de piedra, concreto ciclópeo o concreto armado, se le deberá cubrir con losa de concreto reforzada, provista con boca de inspección con tapadera sanitaria, rebalse y limpieza para efectos de inspección y reparación; el acceso deberá estar cerca de la entrada de la tubería de alimentación, para realizar aforos cuando sea necesario.

Requisitos sanitarios del tanque de distribución

- Cubierta hermética, que impida la penetración de aves, agua, polvo exterior, con pendiente para drenar el agua de lluvia.
- Evitar la entrada de luz para que no nazcan algas
- El tubo de ventilación tendrá la abertura exterior hacia abajo, con rejilla , para impedir la entrada de insectos y polvo.
- El diámetro mínimo de la tubería de rebalse será igual al de la tubería de entrada al tanque.
- El tubo de salida se colocará al lado opuesto del tubo de entrada, para que el agua circule en el tanque.
- Contará con escaleras interiores y exteriores, si el tanque excede de 1.2 metros de alto. La superficie del terreno, alrededor del tanque tendrá una pendiente que permita drenar hacia fuera el agua superficial, sobresaliendo las paredes por lo menos 30 centímetros, de la superficie del terreno.
- El fondo del tanque estará siempre por encima del nivel freático.

2.7.1. Determinación del volumen del tanque

La capacidad del tanque de distribución tendrá como primordial función compensar las fluctuaciones horarias de la demanda de agua y reserva para eventualidades, según lo siguiente:

Como la población es mayor a los 1000 habitantes, entonces se tomará el 40% del consumo medio diario.

$$V_{\text{tanque distribución}} = \frac{40\% * Q_{md} * 86,400}{1000}$$

$$V_{\text{tanque distribución}} = \frac{0.40 * 7.813 * 86,400}{1000}$$

$$V_{\text{tanque distribución}} = 270.02 \text{ m}^3 \approx 270 \text{ m}^3$$

Se realizó la medición de los tanques de distribución existentes y proporcionan los volúmenes siguientes:

a) Tanque del Aserradero

$$V_{\text{Aserradero}} = 12 \text{ m} * 8 \text{ m} * 2.50 \text{ m} \approx 240 \text{ m}^3$$

b) Tanque de Barranquillas

$$V_{\text{Barranquillas}} = 5.40 \text{ m} * 2.60 \text{ m} * 2.50 \text{ m} \approx 35 \text{ m}^3$$

Volumen total de los tanques

$$V_{\text{Tanques existentes}} = V_{\text{Aserradero}} + V_{\text{Barranquillas}}$$

$$V_{\text{Tanques existentes}} = 240 \text{ m}^3 + 35 \text{ m}^3 = 275 \text{ m}^3$$

Como el volumen de los tanques $V_{\text{Tanques existentes}} = 275 \text{ m}^3$ es mayor a $V_{\text{Tanque de distribución}} = 270 \text{ m}^3$, no se diseñará este elemento del sistema, simplemente se tomará en cuenta el estado de estos tanques (Tanques Aserradero y Barranquillas) para incluir en el presupuesto una reparación, además una caseta de cloración para que el sistema se encuentre en condiciones óptimas de servicio, en lo que respecta a tener en el sistema de distribución agua sanitariamente segura.

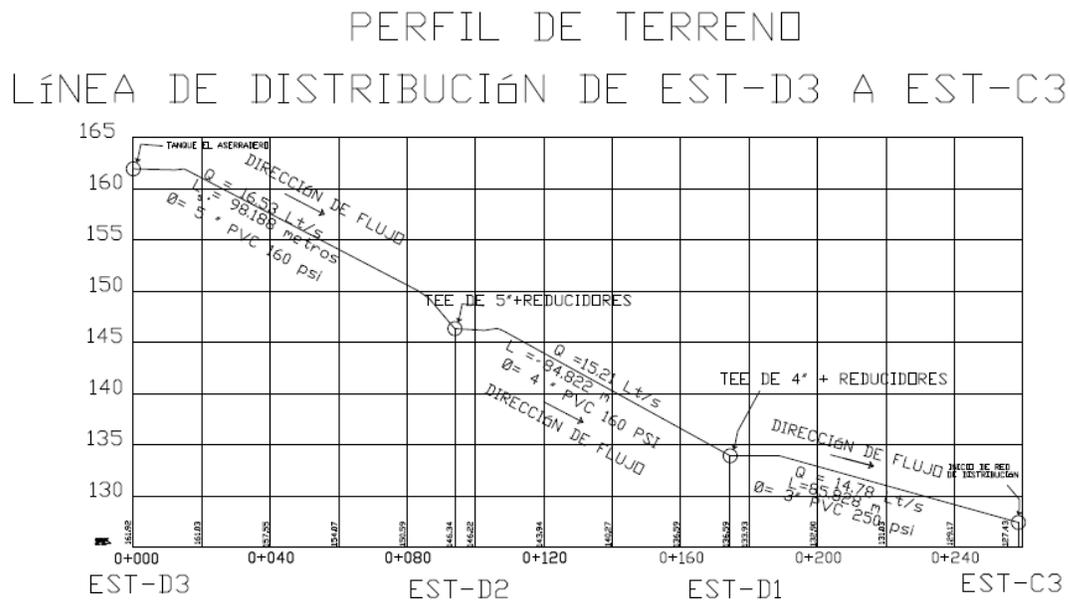
2.8. Línea de distribución

Por medio de la línea de distribución se enlazan el tanque de distribución con el circuito o red de distribución, la cual conduce el agua al punto o a los puntos de

entrada a la red de distribución, por tanto, dicha línea deberá diseñarse de la siguiente manera:

Como ya se tiene un tanque de distribución (Tanque Aserradero) y el inicio de la distribución en la estación C-3, entonces debemos encontrar el diámetro para conservar la presión de 22.54 m.c.a. en el inicio del sistema (circuito cerrado).

Figura 14. Perfil de terreno y línea de distribución.



Fuente: dibujo propio.

Para el análisis y cálculo de las presiones que debemos de tener en la línea de distribución utilizaremos las siguientes ecuaciones

$$CP_A = CT_A + P_A$$

$$CP_A = CP_B - h_{A-B}$$

$$h_{A-B} = \frac{(1,743.811) * (L_{A-B}) * (Q_{A-B})^{1.85}}{C^{1.85} * \phi^{4.87}}$$

Donde:

$$CP_A = \text{cota piezométrica del nodo (m)}$$

$P_A =$ presión en el nodo (m. c. a.)

$CP_B =$ cota del nodo anterior (m)

$h_{A-B} =$ pérdida en la tubería del tramo A – B (m)

$L =$ longitud del tramo A – B (m)

$Q =$ caudal de conducción (lt/s)

$C =$ coeficiente de rugosidad; PVC = 150

$\phi =$ diámetro de la tubería (pulg)

Encontrando pérdidas en los tramos (tubería 160 psi)

Datos

Cotas de Terreno

$$CT_{D3} = 161.53 \text{ m}$$

$$CT_{D2} = 146.34 \text{ m}$$

$$CT_{D1} = 133.93 \text{ m}$$

$$CT_{C3} = 127.43 \text{ m}$$

- De EST D – 3 a EST D – 2 con un diámetro de 5" (PVC 160 psi)

$$h_{D3-D2} = \frac{(1,743.811) * (108.91) * (15.63)^{1.85}}{150^{1.85} * 5.135^{4.87}}$$

$$h_{D3-D2} = 1.003 \text{ m}$$

- De EST D – 2 a EST D – 1 con un diámetro de 4" (PVC 160 psi)

$$h_{D3-D2} = \frac{(1,743.811) * (84.422) * (15.21)^{1.85}}{150^{1.85} * 4.154^{4.87}}$$

$$h_{D3-D2} = 2.08 \text{ m}$$

Análisis de presiones y cotas piezométricas

$$P_{D3} = P_{atm} = 0 \text{ m. c. a.}$$

$$CP_{D3} = P_{D3} + CT_{D3} = 0 \text{ m} + 161.53 \text{ m} = 161.53 \text{ m}$$

$$CP_{D2} = CP_{D3} - h_{D3-D2} = 161.53 \text{ m} - 1.003 \text{ m} = 160.53 \text{ m}$$

$$P_{D2} = CP_{D2} - CT_{D2} = 160.53 \text{ m} - 146.34 \text{ m}$$

$$P_{D2} = 14.19 \text{ m. c. a.}$$

$$CP_{D1} = CP_{D2} - h_{D3-D2} = 160.53 \text{ m} - 2.42 \text{ m} = 158.45 \text{ m}$$

$$P_{D1} = CP_{D1} - CT_{D1} = 158.45 \text{ m} - 133.93 \text{ m.}$$

$$P_{D1} = 24.52 \text{ m. c. a.}$$

- De EST D - 1 a EST C - 3

Para este tramo encontraremos la combinación de diámetros de tubería necesarios para lograr una presión en la estación C - 3 de 22.54 m.c.a.

$$CP_{C3} = CP_{D1} - h_{D1-C3} \quad \text{Ecuación I}$$

$$CP_{C3} = 158.45 \text{ m} - h_{D1-C3}$$

$$P_{C3} = CP_{C3} - CT_{C3} \quad \text{Ecuación II}$$

$$22.54 \text{ m. c. a.} = CP_{C3} - 127.43 \text{ m}$$

Despejando CP_{C3} de la ecuación II obtenemos la siguiente expresión:

$$CP_{C3} = 22.54 \text{ m} + 127.43 \text{ m}$$

$$CP_{C3} = 149.97 \text{ m}$$

Sustituyendo CP_{C3} en la ecuación I y despejando para h_{D1-C3} obtenemos lo siguiente:

$$149.97 \text{ m} = 158.45 \text{ m} - h_{D1-C3}$$

$$h_{D1-C3} = 8.48 \text{ m}$$

Despejando la ecuación de Hazen & Williams para el diámetro obtenemos lo siguiente:

$$\phi = \left(\frac{1,743.811 * Q^{1.85} * L}{C^{1.85} * \Delta h} \right)^{4.87-}$$

Sustituyendo valores en la ecuación del diámetro se obtiene el siguiente resultado

$$\phi = \left(\frac{1,743.811 * 14.78^{1.85} * 85.828}{150^{1.85} * 8.48} \right)^{4.87-} = 3.088" \approx 3"$$

Encontrando la pérdida para el diámetro de 3" (la magnitud del diámetro tiene que ser la del diámetro interno, según tablas del fabricante y/o proveedor de tubería para PVC 250 psi).

$$h_{3"} = \frac{(1,743.811) * (85.828) * 14.78^{1.85}}{150^{1.85} * 3.088^{4.87}} = 8.48 \text{ m}$$

La pérdida de carga deberá ser igual a la diferencia de niveles $\Delta h = h_{3"} = 8.48 \text{ m}$

Utilizando este diámetro de tubería en PVC de 250 psi, tendremos en la estación C – 3 una presión de 22.54 m.c.a.

Cota piezométrica en la estación C – 3

$$CP_{C3} = 158.45\text{m} - h_{D1-C3}$$

$$CP_{C3} = 158.45 \text{ m} - h_{3"}$$

$$CP_{C3} = 158.45 \text{ m} - (8.48 \text{ m})$$

$$CP_{C3} = 149.97 \text{ m}$$

Presión en la estación C – 3

$$P_{C3} = CP_{C3} - CT_{C3}$$

$$P_{C3} = 149.97 m - 127.43 m = 22.54 m . c . a .$$

2.9. Red de distribución

Dadas las características de la población, la red de distribución para el sistema será en su mayoría mediante circuitos cerrados. La red de distribución estará constituida por veinticuatro (24) circuitos cerrados pequeños. Los diámetros de la red de distribución, se calcularán mediante el método de Hardy –Cross. Por tal motivo se necesita información de la demanda de agua potable por nodo, cotas de nivel por nodo y longitudes de cada ramal. Las demandas de cada ramal del circuito se obtendrán del producto del número de habitantes de ese ramal, su dotación y el factor de hora máxima. Luego se obtendrán las demandas por nodo al distribuir las demandas de cada ramal por sus respectivos nodos.

Tabla XIV. Puntos de consumo.

Puntos de consumo										
Estación (Punto de consumo)	#hab				hab_{prom}	pob futura	dotación (lt/hab/día)	caudal actual	caudal futuro	caudal futuro *f_hmáx
	p1	p2	p3	p4						
A	45	24	0	0	69	99	100	0.08	0.11409	0.23
B	61	75	0	0	136	194	100	0.16	0.22487	0.45
C	24	34	0	0	58	83	100	0.07	0.09590	0.19
D	44	61	0	0	105	150	100	0.12	0.17361	0.35
E	38	46	0	0	84	120	100	0.10	0.13889	0.28
F	35	43	0	0	78	111	100	0.09	0.12897	0.26
G	44	29	0	0	73	104	100	0.08	0.12070	0.24
H	30	39	0	0	69	99	100	0.08	0.11409	0.23
I	33	33	0	0	66	94	100	0.08	0.10913	0.22
J	40	72	49	33	194	277	100	0.22	0.32077	0.64
K	22	22	22	43	109	156	100	0.13	0.18022	0.36
L	38	41	13	28	120	171	100	0.14	0.19841	0.40

Continuación

Puntos de consumo										
Estación (Punto de consumo)	#hab				hab _{prom}	pob futura	dotación (lt/hab/día)	caudal actual	caudal futuro	caudal futuro *f _h máx
	p1	p2	p3	p4						
M	48	44	35	25	152	217	100	0.18	0.25132	0.50
N	41	40	34	34	149	213	100	0.17	0.24636	0.49
Ñ	25	27	8	33	93	133	100	0.11	0.15377	0.31
O	11	18	46	33	108	154	100	0.13	0.17857	0.36
P	28	0	0	0	28	40	100	0.03	0.04630	0.09
Q	28	43	39	0	110	157	100	0.13	0.18188	0.36
R	38	38	46	42	164	234	100	0.19	0.27116	0.54
S	28	51	57	43	179	256	100	0.21	0.29597	0.59
T	50	21	36	52	159	227	100	0.18	0.26290	0.53
U	26	54	66	48	194	277	100	0.22	0.32077	0.64
V	94	25	30	44	193	276	100	0.22	0.31911	0.64
W	39	0	0	0	39	56	100	0.05	0.06448	0.13
X	35	38	18	0	91	130	100	0.11	0.15046	0.30
Y	41	36	45	38	160	229	100	0.19	0.26455	0.53
Z	48	38	26	18	130	186	100	0.15	0.21495	0.43
A1	30	47	43	30	150	214	100	0.17	0.24802	0.50
A2	38	22	23	39	122	174	100	0.14	0.20172	0.40
B1	25	29	26	0	80	114	100	0.09	0.13228	0.26
B2	19	31	33	26	109	156	100	0.13	0.18022	0.36
B3	26	23	35	43	127	181	100	0.15	0.20999	0.42
B4	36	40	56	68	200	286	100	0.23	0.33069	0.66
B5	43	24	54	20	141	201	100	0.16	0.23313	0.47
C1	37	24	40	0	101	144	100	0.12	0.16700	0.33
C2	20	34	12	15	81	116	100	0.09	0.13393	0.27
C3	33	47	18	30	128	183	100	0.15	0.21164	0.42
C4	66	23	30	0	119	170	100	0.14	0.19676	0.39
D1	30	42	28	30	130	186	100	0.15	0.21495	0.43
D2	37	30	35	25	127	181	100	0.15	0.20999	0.42
		Sumatorias			4725	6750		5.47	7.81250	15.63

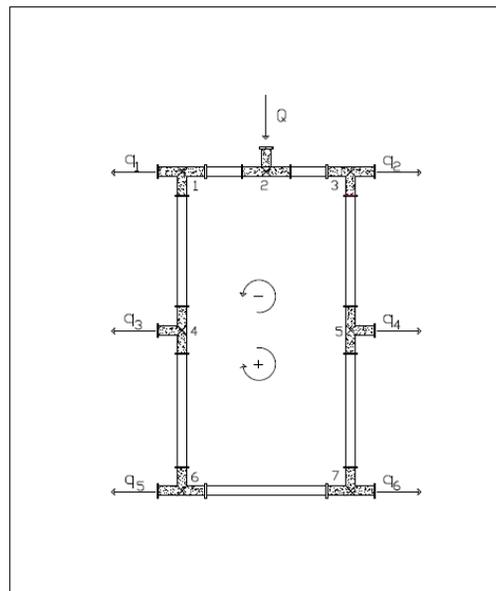
Fuente: dibujo propio.

Población futura: calculada por el método aritmético

2.9.1. Método de *Hardy Cross* para circuitos cerrados.

Este método de cálculo, llamado también método de pruebas y errores controlados o de relajamiento, supone que se han seleccionado previamente los caudales iniciales y los diámetros en los diferentes tramos de la red. Por medio de un proceso iterativo, se corrigen los caudales de tal manera que el cierre de circuito no exceda un valor límite.

Figura 15. Descripción del circuito.



Fuente: dibujo propio.

Si el circuito mostrado en la figura anterior se encuentra en funcionamiento, la pérdida de carga a través de los nodos 2,3,5,7 será exactamente igual a la pérdida de carga ocurrida entre los nodos 2,1,4,6,7. Como inicialmente no se conocen los caudales reales, al suponer unos iniciales esta diferencia de presiones será mayor que la aceptable y será necesario ajustar la hipótesis inicial de caudales. Se observa también en la figura que a las pérdidas de carga se les asigna un signo de acuerdo con una convención que ha de ser respetada a lo largo de todo el proceso iterativo. Si se tiene una red similar a la de la figura anterior, existirá por lo menos un tramo en común, el cual tendrá

una doble corrección de caudales debido al hecho que pertenece a las dos redes.

La deducción de las ecuaciones básicas utilizadas para el método iterativo de *Hardy Cross* , se presenta a continuación.

La ecuación básica de este método es la ecuación de *Hazen-Williams*:

$$H = \frac{1743.811 * L * Q^{1.85}}{\phi^{4.87} * C^{1.85}}$$

Donde:

H = pérdida de carga total en el tramo (m)

L = longitud del tramo (m)

Q = caudal del tramo (lt/s)

C = coeficiente de rugosidad del material de la tubería, PVC = 150

ϕ = diámetro de la tubería (pulg)

En Donde: los siguientes términos son constantes

$$n = 1.85$$

$$k = \frac{1743.811 * L}{\phi^{4.87} * C^{1.85}}$$

y la pérdida de carga total será:

$$H = k * Q^n$$

Esta ecuación indica la pérdida de carga total en un tramo cualquiera para unas condiciones dadas. Se utilizará para el cálculo la convención de que las pérdidas de carga en el sentido horario son positivas y las antihorario negativas, como se muestra en la figura 15.

En el cálculo se deberá cumplir lo siguiente:

$$\sum H = 0$$

Esta ecuación no se cumplirá, debido a que la distribución de caudales de la hipótesis inicial no es correcta. Es decir:

$$\sum H \approx 0$$

Reemplazando la carga total en el tramo, H, expresada en la primera ecuación se tiene:

$$\sum (k * Q^n) \approx 0$$

Habrá necesidad de corregir los caudales, para que la condición de cierre se cumpla, manteniendo constantes los términos ϕ, L y C . Entonces la ecuación anterior queda de la siguiente manera:

$$\sum (k * (Q + \Delta Q)^n) \approx 0$$

Al desarrollar el binomio y despreciando todos menos sus dos primeros términos, porque las mayores potencias de ΔQ son casi despreciables, la ecuación queda así:

$$\sum (k * (Q + \Delta Q)^n) = \sum k * (Q^n + n * Q^{n-1} * \Delta Q) = 0$$

ahora procedemos a despejar el término de corrección del caudal:

$$\sum k * Q^n + n\Delta Q \sum k * Q^{n-1} = 0$$

Despejando el término de corrección de caudal se tiene la siguiente expresión:

$$\Delta Q = \frac{-\sum(k * Q^n)}{n \sum(k * Q^{n-1})} = \frac{-\sum(k * Q^n)}{n \sum\left(k * \frac{Q^n}{Q}\right)} = \frac{-\sum H}{n \sum\left(\frac{H}{Q}\right)}$$

Finalmente la corrección del caudal será:

$$\Delta Q = \frac{-\sum H}{1.85 \sum \left(\frac{H}{Q}\right)}$$

En el momento en que se cumpla la condición de cierre, el circuito estará equilibrado hidráulicamente y los caudales obtenidos serán los reales.

Es de gran importancia el verificar las presiones en cada uno de los nodos, recordando los límites mínimo y máximo de estas, de igual manera se deberán verificar las velocidades en los tramos para cumplir con la norma adoptada.

2.9.1.1. Procedimiento de cálculo

Se resume a continuación cada uno de los pasos a seguir para el cálculo de los circuitos a través del método de *Hardy-Cross*.

- Se obtienen los datos de diseño tales como la longitud, coeficiente de rugosidad del material a utilizar y el diámetro de tubería propuesto de la totalidad de circuitos a calcular. Estos serán constantes para todo el cálculo.
- Seguidamente se proponen caudales iniciales para cada tramo, según el sentido que tengan en el circuito (positivos o negativos). Estos irán variando en cada iteración.
- Se calculará para cada tramo H y H/Q .
- Se obtiene para cada tramo $\sum H$ y $\sum H/Q$.
- Se determina ΔQ para cada uno de los circuitos.
- Se realiza la corrección de cada caudal Q con ΔQ . Recuerde que los tramos en común en dos circuitos sufrirán doble corrección.

- Se repite las operaciones del tercer al sexto paso con el nuevo valor de Q .
- El proceso terminará al obtener una diferencia entre caudales, menor a un porcentaje establecido. Se sugiere un porcentaje entre (1 y 5) %.

Los cálculos para cada uno de los tramos se presentan a continuación: La presión en el inicio del circuito (nodo C3) es $P_{C3} = 20.54 \text{ m. c. a.}$ entonces para el cálculo se tomará en cuenta dicha presión.

Tabla XV. Datos para el cálculo hidráulico.

Tramo		Cota de terreno (m)		Diámetro nominal (pulg)	Caudal inicial (lt/s)	Longitud (m)
Nodo Inicial	Nodo final	Nodo inicial	Nodo Final			
B5	A2	129.890	129.160	2	2.120	125.28
A2	V	129.16	129.89	2	0.860	116.37
V	O	129.89	122.57	0.75	0.110	105.41
B5	B4	119.16	129.89	1.5	-2.590	112.14
A2	A1	113.75	129.16	1	0.860	105.57
V	U	129.89	110.36	0.75	0.110	115.87
O	Ñ	107.81	122.57	0.75	-0.250	117.88
C4	B4	125.73	119.16	2.5	4.410	120.16
B4	A1	119.16	113.75	2	2.600	122.4
A1	U	113.75	110.36	2.5	4.430	116.14
U	Ñ	110.36	107.81	2.5	4.210	116.51
C4	C3	127.13	125.73	3	-4.800	142.78
B4	B3	115.85	119.16	2	-1.440	133.33
A1	Z	112	113.75	2	-1.470	118.05
U	T	108.95	110.36	1	-0.310	117.57
Ñ	N	107.81	106.54	3	3.650	117.68
C3	B3	127.13	115.85	2	4.760	119.78
B3	Z	115.85	112	1.5	1.460	119.73
Z	T	112	108.95	2	1.470	116.14
T	N	108.95	106.54	1	0.320	118.07
N	G	106.54	104.02	2	1.740	118.5
C3	C2	127.13	132.22	2.5	4.800	115.61
B3	B2	115.85	118.06	2	1.440	110.66
Z	Y	112.47	112	2	-1.910	107.22
T	S	108.95	109.17	2	0.310	101.75
N	M	106.54	105.75	2	1.740	98.85
G	F	104.02	103.31	2	1.500	100.08
C2	B2	132.22	118.06	2	2.260	119.35

Tramo		Cota de terreno (m)		Diámetro nominal (pulg)	Caudal inicial (lt/s) Nodo Inicial	Longitud (m) Nodo final
Nodo Inicial	Nodo final	Nodo inicial	Nodo Final			
B2	B1	127.3	118.06	1.5	-0.840	117.36
Y	X	122.88	112.47	1	-0.180	118.81
S	R	109.17	116.46	1.5	0.820	117.69
M	L	105.75	110.81	1.5	1.030	116.88
F	E	103.31	102.84	2	2.270	117.07
C1	B1	128.59	127.3	2.5	1.940	119.48
B1	X	127.3	122.88	1.5	0.840	120.1
X	R	122.88	116.46	1	0.180	125.76
R	L	116.46	110.81	1	0.230	121.7
L	E	110.81	102.84	1	0.430	117.25
X	W	122.88	115.85	1	0.180	110.37
R	Q	116.46	115.03	1	0.230	113.4
L	K	110.81	112.6	1.5	0.430	117.9
E	D	102.84	104.36	2.5	2.420	116.44
W	Q	115.85	115.03	1	0.050	133.18
Q	K	115.03	112.6	1	-0.560	118.56
K	D	112.6	104.36	1	-1.040	118.27
Q	P	115.03	105.68	1	0.480	131.63
K	J	112.6	108.32	1	0.550	130.98
D	C	104.36	104.55	2	1.030	130.58
P	J	105.68	108.32	1	0.390	109.35
J	C	104.55	108.32	1	0.150	120.72
J	I	108.32	102.54	1	0.150	127.47
C	B	104.55	102.89	1	0.990	127.38
I	B	102.54	102.89	1.5	-0.270	121.89
I	H	102.54	97.73	1	0.200	124.72
B	A	102.89	100	1	0.270	124.72
H	A	100	97.73	0.75	-0.040	122.39

Fuente: dibujo propio.

Se utilizaron para el cálculo los diámetros interiores de la tubería para dar mayor precisión a nuestros resultados, es decir que para la tubería se tendrán los siguientes datos:

Tabla XVI. Descripción diámetro de la tubería de distribución.

Diámetro nominal (pulg)	Diámetro real (pulg)	Presión (psi)	Diámetro nominal (pulg)	Diámetro real (pulg)	Presión (psi)
1/2	0.716	315	1 1/2	1.754	250
3/4	0.926	250	2	2.193	160
1	1.161	250	2 1/2	2.655	160
1 1/4	1.532	250	3	3.23	160

Fuente: dibujo propio

Tabla XVII. Cálculo hidráulico del circuito

Tramo		Cota terreno (m)	Long (m)	Diámetro (pulg)	Caudal (l/s)	Pérdida hf(m)	Velocidad (m/s)	Cota piezométrica (m.c.a)		Presiones dinámicas	
Nodo Inicial	Nodo Final										
B5	A2	129.89	125.28	2	1.211	0.640664	0.497	141.37	140.73	11.48	11.57
A2	V	129.16	116.37	2	0.989	0.409366	0.406	140.73	140.32	11.57	10.43
V	O	129.89	105.41	3/4	0.243	1.843248	0.560	140.32	138.48	10.43	15.91
B4	B5	119.16	112.14	1 1/2	1.681	3.121837	1.078	144.49	141.37	25.33	11.48
A1	A2	113.75	105.57	1	0.178	0.345138	0.261	141.07	140.73	27.32	11.57
V	U	129.89	115.87	3/4	0.106	0.436013	0.244	140.32	139.88	10.43	29.52
N	O	107.81	117.88	3/4	0.117	0.529478	0.269	139.01	138.48	31.20	15.91
C4	B4	125.73	120.16	2 1/2	5.048	3.396842	1.413	147.89	144.49	22.16	25.33
B4	A1	119.16	122.40	2	3.030	3.415475	1.244	144.49	141.07	25.33	27.32
A1	U	113.75	116.14	2 1/2	2.915	1.188934	0.816	141.07	139.89	27.32	29.53
U	N	110.36	116.51	2 1/2	2.466	0.875231	0.690	139.88	139.01	29.52	31.20
C3	C4	127.13	142.78	3	5.438	1.783002	1.029	149.67	147.89	22.54	22.16
B3	B4	115.85	133.33	2	0.324	0.059309	0.133	144.55	144.49	28.70	25.33
Z	A1	112.00	118.05	2	0.563	0.146340	0.231	141.22	141.08	29.22	27.33
T	U	108.95	117.57	1	0.085	0.097339	0.124	139.99	139.89	31.04	29.53
N	N	107.81	117.68	3	2.039	0.239442	0.386	139.01	138.77	31.20	32.23
C3	B3	127.13	111.42	2	3.816	5.119810	1.566	149.67	144.55	22.54	28.70
B3	Z	115.85	119.73	1 1/2	1.679	3.326382	1.077	144.55	141.22	28.70	29.22
Z	T	112.00	116.14	2	1.798	1.233409	0.738	141.22	139.99	29.22	31.04
T	N	108.95	118.07	1	0.330	1.204012	0.483	139.99	138.79	31.04	32.25
N	G	106.54	118.50	2	1.065	0.478081	0.437	138.77	138.29	32.23	34.27
C3	C2	127.13	115.61	2 1/2	5.106	3.337774	1.429	149.67	146.33	22.54	14.11
B3	B2	115.85	110.66	2	1.393	0.733440	0.572	144.55	143.82	28.70	25.76
Y	Z	112.47	107.22	2	1.111	0.467821	0.456	141.69	141.23	29.22	29.23
T	S	108.95	101.75	2	0.853	0.272189	0.350	139.99	139.72	31.04	30.55
N	M	106.54	98.85	2	0.814	0.242210	0.334	138.77	138.53	32.23	32.78
G	F	104.02	100.08	2	0.825	0.251805	0.339	138.29	138.04	34.27	34.73
C2	B2	132.22	119.35	2	2.604	2.514667	1.068	146.33	143.82	14.11	25.76
B2	Y	118.06	119.63	2 1/2	3.924	2.122041	1.099	143.82	141.69	25.76	29.22
Y	S	112.47	118.57	2	2.291	1.971153	0.940	141.69	139.72	29.22	30.55
S	M	109.17	118.21	2	1.725	1.163125	0.708	139.72	138.56	30.55	32.81
M	F	105.75	118.21	2	1.077	0.486879	0.442	138.53	138.04	32.78	34.73
C2	C1	132.22	115.74	2	2.232	1.834678	0.916	146.33	144.50	14.11	15.91

Tabla XVIII. Cálculo hidráulico del circuito (continuación).

Tramo		Cota terreno (m)	Long (m)	Diámetro (pulg)	Caudal (lt/s)	Pérdida h _f (m)	Velocidad (m/s)	Cota piezométric (m.c.a)		Presiones dinámicas	
Nodo Inicial	Nodo Final										
B1	B2	127.30	117.36	1 1/2	0.287	0.124180	0.184	143.94	143.82	16.64	25.76
X	Y	122.88	118.81	1	0.008	0.001277	0.012	141.70	141.70	18.82	29.23
S	R	109.17	116.46	1 1/2	0.829	0.885164	0.532	139.72	138.83	30.55	22.37
M	L	105.75	110.81	1 1/2	0.961	1.157171	0.617	138.53	137.37	32.78	26.56
F	E	103.31	102.84	2	1.643	1.052339	0.674	138.04	136.99	34.73	34.15
C1	B1	128.59	127.30	2 1/2	1.902	0.555279	0.533	144.50	143.94	15.91	16.64
B1	X	127.30	122.88	1 1/2	1.355	2.244420	0.869	143.94	141.70	16.64	18.82
X	R	122.88	116.46	1	0.508	2.852289	0.744	141.70	138.85	18.82	22.39
R	L	116.46	110.81	1	0.356	1.430469	0.521	138.83	137.40	22.37	26.59
L	E	110.81	102.84	1	0.177	0.378465	0.259	137.37	136.99	26.56	34.15
X	W	122.88	115.85	1	0.539	2.797238	0.790	141.70	138.90	18.82	23.05
R	Q	116.46	115.03	1	0.441	1.976682	0.645	138.83	136.86	22.37	21.83
L	K	110.81	112.60	1 1/2	0.740	0.719895	0.475	137.37	136.65	26.56	24.05
E	D	102.84	104.36	2 1/2	1.540	0.365993	0.431	136.99	136.62	34.15	32.26
W	Q	115.85	115.03	1	0.409	2.026313	0.599	138.90	136.87	23.05	21.84
Q	K	115.03	112.60	1	0.113	0.165962	0.165	136.86	136.69	21.83	24.09
K	D	112.60	104.36	1	0.038	0.022642	0.056	136.65	136.63	24.05	32.27
Q	P	115.03	105.68	1	0.377	1.721137	0.552	136.86	135.14	21.83	29.46
K	J	112.60	108.32	1	0.455	2.419951	0.666	136.65	134.23	24.05	25.91
D	C	104.36	104.55	2	1.228	0.685426	0.504	136.62	135.93	32.26	31.38
P	J	105.68	108.32	1	0.287	0.863380	0.420	135.14	134.27	29.46	25.95
C	J	104.55	108.32	1	0.394	1.713478	0.577	135.93	134.22	31.38	25.90
J	I	108.32	102.54	1	0.496	2.766366	0.726	134.23	131.46	25.91	28.92
C	B	104.55	102.89	1	0.644	4.483771	0.943	135.93	131.45	31.38	28.56
I	B	102.54	102.89	1 1/2	0.040	0.003439	0.026	131.46	131.46	28.92	28.57
I	H	102.54	97.73	1	0.235	0.682244	0.345	131.46	130.78	28.92	33.05
B	A	102.89	100.00	1	0.235	0.677448	0.343	131.45	130.77	28.56	30.77
A	H	100.00	97.73	3/4	0.005	0.001361	0.010	130.77	130.77	30.77	33.04

Al final de las iteraciones por medio del método de *Hardy-Cross*, en cada tramo analizado se verifico las presiones de servicio y las velocidades.

2.10. Sistema de desinfección del agua

El agua para el consumo humano debe tener como requerimiento importante, el estar libre de cualquier microorganismo que pueda transmitir enfermedades al consumidor. Para reducir el grado variable del contenido bacteriológico del agua se pueden utilizar procesos como almacenamiento, sedimentación, coagulación y floculación, y filtración rápida. Sin embargo, estos procesos no pueden asegurar que el agua que producen sea bacteriológicamente segura. Se necesitará de una desinfección final frecuentemente. Se puede recurrir a la desinfección como único tratamiento contra la contaminación bacteriana del agua potable en casos en los que no se dispone de otros métodos de tratamiento. Existen dos clases de métodos de desinfección, los cuales son los métodos físicos y los métodos químicos.

Se propone para la desinfección del agua, utilizar dos cloradores de gas cloro con todo su equipo respectivo. Además se construirán las dos casetas respectivas. Las casetas tendrán un área de tres metros cuadrados (1.5 m * 2.00 m), con paredes de block, losa de concreto y puerta de metal. La caseta estará protegida para que no puedan entrar personas sin autorización. La instalación de estos cloradores estará a cargo de la empresa que venda el equipo.

2.11. Obras hidráulicas

2.11.1. Válvulas de limpieza: Son aquellas que se usan para extraer sedimentos acumulados en los puntos bajos de la tubería, para su instalación se requiere agregar una te a la red y de allí se desprende un niple que al final tiene una válvula de compuerta, protegida por una caja de mampostería. Se colocarán en la conducción por gravedad en los puntos bajos.

2.11.2. Válvulas de aire: Estas válvulas tienen la función de permitir que se expulse automáticamente el aire acumulado en la tubería en sus puntos altos, para evitar así la formación de cámaras de aire comprimido que bloquean el libre paso del agua. Estas válvulas irán colocadas en la línea de conducción por gravedad en los puntos altos.

2.11.3. Válvulas de compuerta: Las válvulas de compuerta tienen la función de abrir o cerrar el paso de agua. Se colocarán en los puntos importantes Donde: se desee abrir o cerrar el paso del agua.

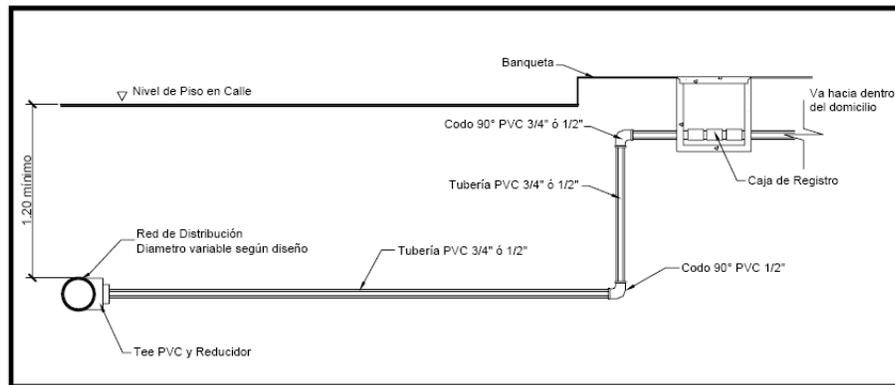
2.11.4. Válvulas de seccionamiento: Debemos colocar válvulas de compuerta a lo largo de la red con la finalidad de poder aislar los sectores en caso de rotura de las tuberías o de incendios, así poder seguir suministrando el agua al resto de la población.

La manera como se dispongan las válvulas dentro de la red no es estándar e influye grandemente en el presupuesto de la obra, ya que se trata de un gran número de válvula de tamaño relativamente grande. En proyectos de presupuesto muy limitado las válvulas se colocarán en forma que aislen en un determinado momento un sector y se permita el suministro al resto de la localidad.

2.11.5. Conexión domiciliar: Una conexión domiciliar consiste en una serie de elementos que permiten derivar el agua hacia el domicilio hacia la caja en Donde: se encuentra el contador, se hace a partir de la red de distribución. Del punto Donde: se encuentra el contador en adelante, todas las obras son propiedad del dueño del domicilio.

En ningún caso el diámetro de la conexión domiciliar será menor de $\frac{3}{4}$ " , excepto en proyectos de interés social Donde: se aceptan de $\frac{1}{2}$ ". Serán de tipo individual las conexiones domiciliarias.

Figura 16. Detalle de una conexión domiciliar.



Fuente: dibujo propio.

2.11.6. Pasos aéreos: Los pasos aéreos se utilizan para superar obstáculos naturales como barrancos, zanjones, ríos, quebradas, etc. Los pasos aéreos están constituidos por dos torres de concreto reforzado debidamente cimentadas que sostienen un cable de acero, el cual va sujetado a dos pesos muertos que están enterrados uno a cada lado; esto con la finalidad de que este cable cuelgue, por medio de péndolas. La tubería es de HG entre las torres. Para la conducción por gravedad se localiza de la $E - 33$ a $E - 34$ un pazo aéreo de $L = 24 m$.

Diseño del paso aéreo de 24 metros

El diseño de un paso aéreo de 24 metros de luz se realizará con base a los datos siguientes:

$$\text{Diámetro de la tubería} = 2''$$

$$\text{Longitud} = 24 \text{ metros} = 78.72 \text{ pies.}$$

Cargas verticales:

Carga muerta (CM)

$$CM = W_{\text{tubería}} + W_{\text{agua}}$$

$$W_{\text{tubería}} = 1.79 \text{ lb/pie} + \text{accesorios} = 2.31 \text{ lb/pie}$$

$$W_{agua} = 0.34 \text{ lb/pie}$$

$$CM = 2.31 \text{ lb/pie} + 0.34 \text{ lb/pie} = 2.65 \text{ lb/pie}$$

Carga viva

Aunque se recomienda proteger la tubería con alambre espigado, se asumirá que ésta podría ser utilizada por alguna persona para pasar de un extremo a otro, por lo que se distribuirá el peso promedio de una persona a lo largo de cada tubo.

$$CV = 150 \text{ lb}/24 \text{ pies} = 6.25 \text{ lb/pie}$$

Cargas horizontales:

La carga horizontal crítica en este tipo de estructuras, es la provocada por el viento. Para esto se asumirá una velocidad de viento crítico de 70 kg/H, la cual desarrollará una presión de 20 Lb/pie²

$$W_{viento} = \phi_{tubería} * Presión_{viento}$$

$$W_{viento} = 2 \text{ pulg} * \left(\frac{1 \text{ pie}}{12 \text{ pulg}} \right) * (20 \text{ lb/pie}^2) = 3.33 \text{ lb/pie}$$

Integración de cargas: Según el reglamento del código ACI 318-83, cuando existen cargas de viento, la carga última está dada por:

$$CUT' = 0.75 * (1.4CM' + 1.7CV' + 1.7W_{viento})$$

$$\begin{aligned} CUT' &= 0.75 * (1.4(2.65 \text{ lb/pie}) + 1.7(6.25 \text{ lb/pie}) + 1.7(3.33 \text{ lb/pie})) \\ &= 15.00 \text{ lb/pie} \end{aligned}$$

La carga última CUT' no debe ser menor de $CUT = 1.4CM + 1.7CV$

$$CUT = 1.4(2.65 \text{ lb/pie}) + 1.7(6.25 \text{ lb/pie}) = 14.34 \text{ lb/pie}$$

Debido a que no cumple, se contemplara la carga más crítica para CUT, entonces:

$$CUT = 15.00 \text{ lb/pie}$$

Tensión del cable

De acuerdo con el Wire Rope Hand Book 1963, sección 3:

$$TH = \frac{(CUT * L^2)}{8d} = \text{Tensión Horizontal}$$

$$T = TH \sqrt{1 + \frac{16d^2}{L^2}} = \text{Tensión máxima}$$

$$TV = \sqrt{T^2 - TH^2} = \text{Tensión Vertical}$$

Donde:

$$CUT = \text{carga última}$$

$$L = \text{luz}$$

$$d = \text{flecha}$$

Para determinar la flecha (d) en pasos aéreos y puentes colgantes, el Dr. D.B. Steinman recomienda una relación económica entre flecha y luz, de $L/19$ a $L/12$, sin embargo, en pasos aéreos, regularmente da como resultado columnas (torres de soporte) muy esbeltas, por lo que se determinará la flecha cumpliendo con las condiciones de esbeltez $2 * \frac{L_u}{R_{giro}} < 100$, según lo establecido en el reglamento del código ACI 398-83.

Partiendo de $d = L/12 = (24 \text{ m})/12 = 2 \text{ m}$ y luego modificando d se obtienen las relaciones para calcular la flecha en paso aéreos de 24 metros.

Tabla XIX. Datos de paso aéreo.

CUT(lb/pie)	L(pie)	d(m)	d(pie)	TH (lb)	T (lb)	TV (lb)
15.00	78.72	1.25	4.10	2,833.92	2,894.77	590.39
15.00	78.72	1.50	4.92	2,361.60	2,434.28	590.39
15.00	78.72	1.75	5.74	2,024.23	2,108.57	590.39
15.00	78.72	2.00	6.56	1,771.2	1,867.01	590.39

Fuente: dibujo propio.

El cable a utilizar es de ½" que resiste 17,171 lbs de tensión, cuyo peso es de 0.43 lb/pie, al integrar el peso del cable a la carga muerta se obtiene:

$$CM = 2.65 \text{ lb/pie} + 0.43 \text{ lb/pie} = 3.08 \text{ lb/pie}$$

Por lo tanto la carga última será

$$\begin{aligned} CUT &= 0.75 * (1.4(3.08 \text{ lb/pie}) + 1.7(6.25 \text{ lb/pie}) + 1.7(3.33 \text{ lb/pie})) \\ &= 15.45 \text{ lb/pie} \end{aligned}$$

Las tensiones en el cable serán las siguientes:

$$TH = \frac{((15.45 \text{ lb/pie}) * (78.72 \text{ pie})^2)}{8 * (6.56 \text{ pie})} = 1,824.34 \text{ lb}$$

$$T = (1,824.34 \text{ lb}) \sqrt{1 + \frac{16 * (6.56 \text{ pie})^2}{(78.72 \text{ pie})^2}} = 1,923.02 \text{ lb}$$

$$TV = \sqrt{(1,923.02 \text{ lb})^2 - (1,824.34 \text{ lb})^2} = 608.11 \text{ lb}$$

Longitud total del cable principal

Se calcularán con la siguiente fórmula, según el Wire Rope Handbook 1,963:

$$L_1 = L + \frac{8 + d^2}{3 * L} = 24 \text{ m} + \frac{8 + (2.00 \text{ m})^2}{3 * (24 \text{ m})} = 24.16 \text{ m}$$

Longitud de la distancia entre el soporte y anclaje

$$sl = \frac{L}{6} = \frac{24 \text{ m}}{6} = 4 \text{ m}$$

Longitud total entre soporte y anclaje

$$Lsl = ((sl)^2 + d^2)^{\frac{1}{2}} = ((4 \text{ m})^2 + (2 \text{ m})^2)^{\frac{1}{2}} = 4.47 \text{ m}$$

Longitud total +10% de empalmes y dobleces

$$L_{total} = L_1 + (2 * Lsl) + 10\% = 24.16 \text{ m} + (2 * 4.47) + 3.31 \text{ m} = 36.50 \text{ m}$$

Péndolas: La carga de tensión (Q), soportada por cada péndola está dada por:

$$Q = CUT * S$$

Donde:

$$CUT = \text{carga última (kg/m)}$$

$$S = \text{separación entre péndolas (m)}$$

entonces,

$$Q = (15.45 \text{ lb/pie}) * (7.872 \text{ pie}) = 121.62 \text{ lb}$$

Para las péndolas se utilizará cable de ¼" de diámetro.

Según el Wire Rope Hand Book, sección 3, la longitud de péndolas se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Y = \frac{CUT * b * (L - b)}{2 * TH}$$

Donde::

$CUT = \text{carga última (kg/m)}$

$b = \text{separación de la péndola, respecto de la torre de soporte más cercana (1.2 m)}$

$L = \text{luz del paso aéreo (m)}$

$TH = \text{tensión horizontal (kg)}$

entonces,

$$CUT = \left(15.45 \frac{lb}{pie}\right) * \left(\frac{3.28 pie}{1 m}\right) * \left(\frac{1 kg}{2.2 lb}\right) = 23.03 kg/m$$

$$TH = (1,824.34 lb) * \left(\frac{1 kg}{2.2 lb}\right) = 829.24 kg$$

$$Y = \frac{\left(23.03 \frac{kg}{m}\right) * (1.20 m) * (24 m - 1.20 m)}{2 * (829.24 kg)} = 0.38 m$$

Longitud de péndola $L_{péndola} = 1.20 m - 0.38 m = 0.82 m$

A esta longitud se le debe agregar un 15% por ataduras y dobleces, la longitud final será de $L_{péndola} = 0.94 m$, por dimensionamiento se utiliza $L_{péndola} = 1.50 m$.

Torres de soporte.

Dimensiones de columna

$$b = 0.40 m$$

$$h = 0.60 m$$

$$f'c = 210 kg/cm^2$$

$$fy = 2810 kg/cm^2$$

$$E = 15,000\sqrt{f'c}$$

Momento de inercia de la sección.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.4 \text{ m})(0.6 \text{ m})^3}{12} = 0.0072 \text{ m}^4$$

Radio de giro de la sección.

$$R_{giro} = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{(0.0072 \text{ m}^4)}{(0.4 \text{ m} * 0.6 \text{ m})}} = 0.1732 \text{ m}$$

Longitud libre de columna $L_u = 2.00 \text{ m}$

Longitud total de columna $L_t = 2.00 \text{ m} + 0.75 \text{ m} = 2.75 \text{ m}$

Verificación de esbeltez

$$\frac{2L_u}{R_{giro}} \leq 100 \quad \frac{2 * (2.35 \text{ m})}{(0.1732 \text{ m})} = 31.76 \leq 100 \quad ok \checkmark$$

Conclusión: trabaja como columna esbelta.

Carga crítica: Para encontrar la carga crítica en una columna con un extremo empotrado y el otro libre, se utiliza la siguiente expresión dada por Euler.

$$P_{critica} = \frac{\pi^2 * EI}{(2L_u)^2} = \frac{\pi^2 * (217,370.65) * (720,000)}{(2 * 2.75)^2} = 5,106,316.94 \text{ kg}$$
$$= 5,106.32 \text{ Ton}$$

Refuerzo de columna. Considerando que la columna únicamente trabajará a compresión, bajo carga axial muy pequeña $TV = 608.11 \text{ lb} = 0.61 \text{ Ton}$ comparada con lo que la columna puede soportar, se usará el criterio de la sección 10.8.4 del reglamento ACI 318-38, que indica que cuando el elemento sujeto a compresión, tiene una sección transversal mayor que la requerida para las condiciones de carga, se puede emplear con el fin de determinar el refuerzo mínimo, el área efectiva reducida A_g no menor que el 50% del área total, por lo tanto:

$$A_{S_{min}} = 1\% * (50\% * A_g) = 0.01 * \left(\frac{40 \text{ cm} * 60 \text{ cm}}{2} \right) = 12 \text{ cm}^2$$

Se reparte el área de acero en 4 varillas, entonces:

$$4 \# 6 + 1 \# 3 = 4 * (2.85 \text{ cm}^2) + 1 * (0.71 \text{ cm}^2) = 12.11 \text{ cm}^2$$

La carga última que puede resistir el $A_{s_{\text{mín}}} = 12.11 \text{ cm}^2$ es:

$$P_{\text{última}} = \phi * (f'c * (A_g - A_s) + A_s * fy)$$

$$P_{\text{última}} = 0.85 * \left(210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) * ((60 \text{ cm} * 40 \text{ cm}) - 12.11 \text{ cm}^2) \\ + 0.85 * (12.11 \text{ cm}^2) * (2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$P_{\text{última}} = 455,163.10 \text{ kg} = 455.16 \text{ ton}$$

$$P_{\text{crítica}} > P_{\text{última}} \text{ ok} \checkmark$$

El refuerzo transversal en la columna será #3 @ 15 cms, ya que la columna no estará sometida a ningún esfuerzo flexionante considerable.

Zapata. Debido a que la carga que soporta la zapata es pequeña, se asumirá el peralte mínimo recomendado por el código A.C.I.

Según el Código A.C.I.

Peralte mínimo encima del refuerzo interior = 15 cms

Recubrimiento mínimo del refuerzo = 7.5 cms

Datos

$$V_s = \text{valor soporte del suelo} = 21 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = \text{peso específico del suelo} = 1.40 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = \text{peso específico del concreto} = 2.40 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma_{cc} = \text{peso específico del concreto ciclopeo} = 2.70 \text{ T/m}^3$$

Facto de Carga última

$$FCU = \frac{CUT}{CM + CV} = \frac{(15.45 \text{ lb})}{(3.08 + 6.25)\text{lb}} = 1.66$$

Integración de cargas que soporta la zapata

- Tensión vertical

$$TV = 0.61 \text{ ton}$$

- Peso de columna

$$W_{\text{columna}} = (2.4 \text{ T/m}^3) * (2.75 \text{ m}) * (0.4 \text{ m} * 0.6 \text{ m}) = 1.58 \text{ ton}$$

- Peso del suelo

$$W_{\text{suelo}} = (1.40 \text{ T/m}^3) * ((1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 0.75 \text{ m}) - (0.4 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * 0.75 \text{ m})) = 0.80 \text{ ton}$$

- Peso del concreto ciclópeo

$$W_{\text{concreto ciclopeo}} = (2.50 \text{ T/m}^3) * (1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 0.2 \text{ m}) = 0.50 \text{ ton}$$

- Peso propio de zapata

$$W_{\text{zapata}} = (2.40 \text{ T/m}^3) * (1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 0.23 \text{ m}) = 0.55 \text{ ton}$$

- Peso total

$$W_{\text{total}} = 0.61 \text{ ton} + 1.58 \text{ ton} + 0.80 \text{ ton} + 0.50 \text{ ton} + 0.55 \text{ ton} \\ = 4.04 \text{ ton}$$

Análisis de presiones en el suelo

$$\frac{W_{total}}{A_{zapata}} \leq V_s \Rightarrow \frac{4.04 \text{ ton}}{1 \text{ m}^2} = 4.11 \text{ T/m}^2 \leq V_s = 21 \text{ T/m}^2 \text{ ok}\checkmark$$

Carga última que soporta la zapata

$$W_{ultima} = FCU * W_{total} = 1.66 * (4.04 \text{ Ton}) = 6.71 \text{ ton}$$

- **Verificación por corte simple**

$$d = t - rec - \phi/2 = 23 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 0.95 \text{ cm}/2 = 15 \text{ cms.}$$

Corte actuante

$$\begin{aligned} V_{Act} &= \left[\frac{L}{2} - \left(\frac{b}{2} + d \right) \right] * b * W_{ultima} \\ &= \left[\frac{(1.00 \text{ m})}{2} - \left(\frac{(0.6 \text{ m})}{2} + (0.15 \text{ m}) \right) \right] * (0.6 \text{ m}) * \left(6.71 \frac{\text{T}}{\text{m}} \right) \\ &= 0.20 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Corte resistente

$$\begin{aligned} V_{Res} &= \frac{0.85 * \phi * \sqrt{f'c} * b * d}{1000} \\ &= \frac{0.85 * (0.53) * \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)} * (100 \text{ cm}) * (15 \text{ cm})}{1000} \\ &= 9.79 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$V_{Act} = 0.20 \text{ ton} < V_{Res} = 9.79 \text{ ton} \text{ ok}\checkmark$$

- **Verificación por corte punzonante**

Perímetro de punzonamiento

$$\begin{aligned}\beta_o &= 2 * \left(\left(a + \frac{d}{2} \right) + \left(b + \frac{d}{2} \right) \right) \\ &= 2 * \left(\left(0.40 \text{ m} + \frac{0.15 \text{ m}}{2} \right) + \left(0.6 \text{ m} + \frac{0.15 \text{ m}}{2} \right) \right) = 2.3 \text{ m}\end{aligned}$$

Corte actuante

$$\begin{aligned}V_{Act Punz} &= W_{\acute{u}ltima} * (A_{zapata} - A_{punzonamiento}) \\ &= 6.71 \frac{T}{m} * ((1 \text{ m})^2 - (0.55 \text{ m} * 0.75 \text{ m})) = 3.94 \text{ ton.}\end{aligned}$$

Corte Resistente

$$\begin{aligned}V_{Res Punz} &= \frac{0.85 * \phi * \sqrt{f'c} * \beta_o * d}{1000} \\ &= \frac{0.85 * 1.06 * \sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)} * (230 \text{ cm}) * (15 \text{ cm})}{1000} \\ &= 45.05 \text{ ton.}\end{aligned}$$

$$V_{Act Punz} = 4.04 \text{ ton} < V_{Res Punz} = 45.05 \text{ ton} \quad ok\checkmark$$

- **Verificación por flexión**

Momento en zapata

$$\begin{aligned}M_{\acute{u}ltimo} &= \frac{W_{\acute{u}ltima} * \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{2} \right)^2}{2} = \frac{(6.71 \frac{T}{m}) * \left(\frac{1.00 \text{ m}}{2} - \frac{0.60 \text{ m}}{2} \right)^2}{2} \\ &= 0.13 \text{ T} - \text{m}\end{aligned}$$

Área de acero

$$M_{\acute{u}ltimo} = 0.09 \text{ T} - \text{m} \Rightarrow A_s = 0.24 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo y máximo

$$As_{\min} = \frac{14.1 * (15 \text{ cm}) * (100 \text{ cm})}{2810 \text{ kg/cm}^2} = 7.53 \text{ cm}^2$$

$$As_{\max}$$

$$= 0.5 * \left[\frac{0.85^2 * 210 \text{ kg/cm}^2}{2810 \text{ kg/cm}^2} \right] * \left[\frac{0.003}{0.003 + 0.001338} \right]$$

$$* (15 \text{ cm}) * (100 \text{ cm}) = 28 \text{ cm}^2$$

Como $As_{\min} > As$ entonces $As = As_{\min} = 7.53 \text{ cm}^2$ se propone utilizar varilla #4 @ 15 cms en ambos sentidos.

Anclaje: los anclajes constituyen la seguridad de un puente colgante, éstos deben ser diseñados para resistir la tensión de los tirantes inclinados que son una prolongación del cable principal. Sobre los anclajes actúan tres tipos de fuerzas: la tensión del cable, el empuje del suelo sobre el anclaje y su peso propio. El material a utilizar en la construcción del anclaje será de concreto ciclópeo.

Tabla XX. Tensiones del cable principal.

Fuerza	Cantidad (Lb)	Cantidad (kg)
Tensión máxima (T)	1,923.02	874.10
Tensión Horizontal (TH)	1,824.34	829.24
Tensión Vertical (TV)	608.11	276.41

Fuente: dibujo propio.

Tabla XXI. Dimensiones del anclaje.

Lado	Dimensión (m)
Altura (A)	1.00
Base (b)	1.00
Ancho (a)	0.50

Fuente: dibujo propio.

Este diseño se basa en la teoría de Ranking para empuje de tierras

- Cálculo del empuje
$$E = \frac{1}{2} * \gamma_{suelo} * h^2 * \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} * a$$

Donde:

$$\gamma_{suelo} = \text{Peso específico del suelo} = 1,400 \text{ kg/m}^3$$

$$h = \text{altura del anclaje}$$

$$\phi = \text{ángulo de fricción interna (30 grados)}$$

$$a = \text{ancho del anclaje}$$

$$E = \frac{1}{2} * \left(1400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * (1.00 \text{ m})^2 * \frac{1 + \text{sen } (30)}{1 - \text{sen } (30)} * (0.5 \text{ m})$$

$$E = 1,050.00 \text{ kg}$$

- Cálculo de la fuerza para no levantar el anclaje (F)

$$F = u * (W_{\text{concreto ciclópeo}} - TV)$$

Donde:

$$u = \text{factor de seguridad} = 0.50$$

$$W_{cc} = \text{Peso del concreto ciclópeo}$$

$$TV = \text{tensión vertical del cable principal}$$

Se debe hallar el peso del concreto ciclópeo (W_{cc}) que se utilizará en el anclaje

$$W_{\text{concreto ciclópeo}} = \gamma_{\text{concreto ciclópeo}} * a * h * A$$

$$W_{\text{concreto ciclópeo}} = (2,700 \text{ kg/m}^3) * (0.50 \text{ m}) * (1.00 \text{ m}) * (1.00 \text{ m})$$

$$W_{\text{concreto ciclópeo}} = 1,350 \text{ kg}$$

Sustituyendo se tiene:

$$F = 0.50 * (1,350 \text{ kg} - 276.41 \text{ kg}) = 541.50 \text{ kg}$$

- Chequeando contra el deslizamiento

$$\frac{E + F}{TH} \geq 1.5$$

$$\frac{E + F}{TH} = \frac{541.50 \text{ kg} + 1,050.00 \text{ kg}}{801.8 \text{ kg}} = 1.98$$

Como se puede observar $1.98 > 1.5$, la relación está dentro del límite establecido, lo cual indica que las dimensiones asumidas son correctas.

2.12. Presentación de planos

Los planos elaborados para el sistema de abastecimiento de agua potable son los siguientes:

Tabla XXII. Planos elaborados.

Contenido del Plano	No. Hoja
Distribución General	1/16.
Línea de conducción parte 1 (planta-perfil)	2/16.
Línea de conducción parte 2 (planta-perfil)	3/16.
Línea de impulsión parte 1 (planta-perfil)	4/16.
Línea de impulsión parte 2 (planta-perfil)	5/16.
Planta de ubicación	6/16.
Planta de curvas de nivel	7/16.
Planta de tubería y accesorios	8/16.
Planta de longitud de tramos	9/16.
Planta de diagrama de flujo	10/16.
Planta de curvas isóbaras	11/16.
Detalle captaciones + válvula de aire + válvula de limpieza	12/16.
Detalle de tanque de alimentación	13/16.
Detalle paso aéreo	14/16.
Detalle de caseta de bombeo	15/16.
Detalle pazo de zanjón+caseta cloradora + conexión domiciliar	16/16.

Fuente: dibujo propio.

3. PRESUPUESTO DEL PROYECTO

3.1. Integración del presupuesto del proyecto

Una vez se ha concluido el diseño, en el que se han definido los componentes del sistema de abastecimiento de agua potable, el paso siguiente consiste en la definición del presupuesto, el cual es parte fundamental de la planificación de los proyectos.

El presupuesto de un proyecto es una valoración sobre lo que podría constar la construcción de la obra, en éste se calcularán los costos directos que incluyen los materiales y mano de obra y los costos indirectos los cuales incluyen la dirección y administración.

La elaboración del presupuesto debe cumplir con los siguientes objetivos:

- Obtener el listado de materiales necesarios para la ejecución del proyecto.
- Contemplar todos los gastos que se necesitarán para cubrir todos los rubros del proyecto.
- Definir los costos unitarios de los componentes de un presupuesto.
- Los rendimientos de mano de obra, de acuerdo con la experiencia en proyectos de agua potable ejecutados por la institución.
- Definir un presupuesto por componentes y por renglones, así como la propuesta de financiamiento.

- Los rendimientos de mano de obra, de acuerdo con la experiencia en proyectos de agua potable ejecutados por la institución.
- Los costos de mano de obra y los precios de materiales cotizados en el lugar.
- La ejecución del proyecto se realizará mediante el contrato de una empresa privada.

3.1.1. Presentación del presupuesto

A continuación se presenta por medio de tablas el presupuesto del proyecto.

Tabla XXIII Presupuesto del proyecto

Presupuesto del proyecto					
No.	Descripción del renglón	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Captación c/u con brote definido	3	unidad	Q16,705.66	Q50,116.98
2	Paso aéreo (24 m)	1	unidad	Q24,494.39	Q24,494.39
3	Pazo de zanjón	1	unidad	Q18,926.98	Q18,926.98
4	Conducción por gravedad	2067	ml	Q52.77	Q109,082.30
5	Conducción por bombeo	1,777.32	ml	Q183.60	Q326,322.62
6	Tanque de alimentación	1	unidad	Q138,245.33	Q138,245.33
7	Caseta de cloración	2	unidad	Q14,794.65	Q29,589.29
8	Caseta de bombeo	1	unidad	Q59,614.74	Q59,614.74
9	Caja para válvula de aire	6	unidad	Q2,139.67	Q12,838.03
10	Caja para válvula de limpieza	5	unidad	Q2,134.18	Q10,670.89
11	Distribución	8,357.63	ml	Q74.16	Q619,760.17
12	Caja para válvulas del circuito	41	unidad	Q732.07	Q30,014.95
13	Conexión domiciliar	720	unidad	Q128.40	Q92,446.06
14	Reparación de tanque de distribución	1	unidad	Q8,889.97	Q8,889.97
15	Equipo de cloración	2	unidad	Q110,412.00	Q220,824.00
Costo total del Proyecto					Q1,751,836.72
Un millón setecientos cincuenta y un mil ochocientos treinta y seis quetzales 72/100					

Fuente: dibujo propio.

Tabla XXIV Cronograma de actividades del proyecto

		Cronograma de actividades											
No.	Descripción	Tiempo de ejecución e inversión						%	Sub-Total				
		Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6						
1	Captación c/u con brote definido	■						2.86%	Q50,116.98				
2	Paso aéreo (24 m)	■	■					1.40%	Q24,494.39				
3	Pazo de zanjón	■	■					1.08%	Q18,926.98				
4	Conducción por gravedad	■	■	■				6.23%	Q109,082.30				
5	Conducción por bombeo	■	■	■	■			18.63%	Q326,322.62				
6	Tanque de Alimentación		■	■	■	■		7.89%	Q138,245.33				
7	Caseta de cloración		■	■	■	■		1.69%	Q29,589.29				
8	Caseta de bombeo		■	■	■	■		3.40%	Q59,614.74				
9	Caja para válvula de aire					■	■	0.73%	Q12,838.03				
10	Caja para válvula de limpieza		■	■	■	■		0.61%	Q10,670.89				
11	Distribución			■	■	■	■	35.38%	Q619,760.17				
12	Caja para válvulas del circuito					■	■	1.71%	Q30,014.95				
13	Conexión domiciliar						■	5.28%	Q92,446.06				
14	Reparación de tanque de distribución	■	■					0.51%	Q8,889.97				
15	Equipo de cloración						■	12.61%	Q220,824.00				
Costo total del Proyecto									Q1,751,836.72				
Un millón setecientos cincuenta y un mil ochocientos treinta y seis quetzales 72/100													

Fuente: dibujo propio.

4. ADMINISTRACIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

4.1. Programa de operación y mantenimiento

Todo sistema de abastecimiento de agua, para incrementar su eficiencia en funcionamiento necesita un programa o planificación de operación y mantenimiento. Para lo cual se propone lo siguiente:

Programa de operación: para la correcta operación de un sistema de agua potable se hace necesaria la contratación de un fontanero. A éste se le atribuirá la función de velar por una adecuada operación del sistema, en este caso, de parte de la Municipalidad de Zaragoza se comprometieron a brindar personal para dicha función, el cual tendrá que velar por los siguientes aspectos:

- **La cantidad y calidad del agua**

Debe cuidar las fuentes de agentes contaminantes lo cual es fundamental para obtener agua sanitariamente segura.

- **Mantener el tanque de distribución lleno**

Se hace necesaria la inspección del tanque de distribución, para así poder garantizar que toda vivienda contemplada este dotada del servicio.

- **Mantener la presión del agua**

Esto se logra con el manejo de las válvulas. El abrir o cerrar válvulas permiten que se acumulen presiones suficientes en la tubería para que el agua llegue a todas las conexiones del sistema.

Mantenimiento: Además de un programa de operación, se hace necesaria la implementación de uno de mantenimiento del sistema, esto con la finalidad de prevenir los daños que se puedan dar en el transcurso del tiempo de la vida útil del proyecto. Se pueden dar los siguientes tipos de mantenimiento:

- **Mantenimiento preventivo**

Esto comprende todas las acciones y actividades que se planifiquen y realicen para que no aparezcan daños en el equipo e instalaciones del sistema de agua, éste se realizará con el propósito de disminuir la gravedad de las fallas que puedan presentarse.

- **Mantenimiento correctivo**

En este mantenimiento se consideran todas las acciones de reparación de daños en el equipo e instalaciones causadas por el deterioro normal del uso del sistema de abastecimiento de agua o por acciones extrañas e imprevistas.

Se dan las recomendaciones siguientes, las cuales son necesarias para dar mantenimiento a las diferentes partes del sistema de abastecimiento de agua en el área rural u otros sistemas que se adapten a éste.

Obras de captación:

En época de invierno, es recomendable visitar la fuente de agua por lo menos una vez al mes o cuando se crea necesario debido a la cantidad de precipitación que se haya dado. Esto se hará para detectar desperfectos, el estado de la misma y para corregir algún problema encontrado, se limpiará la fuente de maleza y vegetación, escombros o cualquier otro material que dé lugar a obstrucción o represente un peligro de contaminación.

Revisión de las líneas de conducción:

Es de vital importancia el observar si hay deslaves o hundimientos de tierra, además se debe verificar si existen áreas húmedas anormales sobre la línea; si es así, explorar la línea enterrada para controlar posibles fugas de agua.

Revisión de válvulas:

Se debe revisar el buen funcionamiento de las válvulas, abrir y cerrar las mismas lentamente para evitar daño a la tubería debido a las altas presiones, también se deberá observar que no hay fugas o rupturas, si existieran deben repararse o cambiarse. Esta actividad puede realizarse cada 4 meses o cuando sea necesario.

Revisión de los tanques del sistema:

Realizar la limpieza e inspecciones constantes a los tanques del sistema, por lo menos una vez al mes, observando que los mismos no tengan grietas o filtraciones, se debe verificar que la escalera que conduce a la parte superior, la tapa de vista estén en buenas condiciones, también las válvulas de limpieza, tubos de salida y tubos de rebalse. Es importante revisar el sistema de desinfección el cual deberá estar en buen estado.

Revisión de la línea y la red de distribución

La línea y la red de distribución son las que constituyen todo el sistema de tubería desde el tanque de distribución, hasta aquellas líneas de las cuales parten tomas o cualquier tipo de conexiones, las cuales se deberán inspeccionar, recorriendo las vías por las que se encuentra enterrada la tubería de la red, esto con la finalidad de detectar y controlar fugas u otras anomalías. Esta actividad se recomienda realizarla cada cuatro meses.

4.2. Análisis tarifario.

Para que un sistema de agua potable cumpla con su función y sea sostenible durante el período de diseño, se requiere de un fondo para operar dicho sistema y

darle su respectivo mantenimiento, es decir, que la prestación del servicio de agua potable debe ser auto sostenible, es decir, que debe lograr cubrir los gastos directos e indirectos que incurren en la conducción, la desinfección y la distribución de agua potable, así también para obtener una reserva que sirva para cubrir futuras inversiones en ampliaciones del sistema, por medio del cobro de una tarifa mensual por servicio prestado.

Para esto se debe determinar una tarifa que debe aportar cada una de las viviendas beneficiadas con el proyecto, la cual está en función de la operación, mantenimiento, tratamiento, administración y reserva del mismo.

A continuación se expondrá el costo que se sugiere para la tarifa mensual del servicio para que se puedan cubrir todos los gastos que incurre el utilizar el sistema de abastecimiento de agua potable.

Tabla XXV. Gastos para la obtención del servicio de agua potable.

Operación del sistema de abastecimiento de agua potable				
No..	Costos de producción ,distribución y administración	Costo /Unitario	Sub total	Total
1	Equipo de bombeo			
	Pozo parque			
	Motor 60 HP		Q6,216.82	
	Bomba 60 HP		Q5,689.59	
	Nacimiento barranquillas			
	Motor 7.5 HP		Q1,234.30	
	Bomba 7.5 HP		Q1,173.15	
	Nacimiento Palocom			
	Motor 20.00 HP		Q3,291.50	
	Bomba 20.00 HP		Q3,128.40	Q20,733.76
2	Materia prima			
	Gas cloro 2,000 lb/año	Q3.50/libra	Q7,000.00	Q7,000.00
3	Sueldos operación y mantenimiento			
	Mano de obra por mantenimiento y operación			
	3 fontaneros		Q48,600.00	
	1 peón		Q3,888.00	Q52,488.00
4	Varios de operación y mantenimiento			
	Mantenimiento de sistemas de bombeo		Q58,320.00	
	Energía eléctrica		Q331,662.86	

Continuación

	Sustitución de tubería en mal estado		Q7,000.00	
	Cambio de Accesorios en red		Q3,000.00	
	Herramientas para trabajo		Q500.00	
5	Elementos del sistema de cloración			
	4 Cilindros (envase de gas cloro)	Q3,694.00	Q14,776.00	
	1 Báscula Plataforma de 1,000 lbs	Q1,823.00	Q1,823.00	
	2 Comparador de cloro residual	Q11.00	Q22.00	
	2 Máscaras Canister	Q489.00	Q978.00	
	2 Dosificadores a Gas cloro con rotámetro 0-10 lbs	Q5,237.00	Q10,474.00	
	Equipo y herramienta	Q1,500.00	Q1,500.00	Q29,573.00
6	Costos de administración			
	1 Encargado de la Unidad Administrativa		Q20,000.00	
	1 Auxiliar del encargado de la Unidad Administrativa		Q18,500.00	
	2 Lectores de medidores		Q32,000.00	Q70,500.00
7	Otros elementos de administración			
	Útiles y limpieza		Q2,500.00	
	Productos sanitarios		Q800.00	
	Teléfono		Q3,600.00	
	Facturas, recibos y otros		Q25,000.00	
	Suministros de computadora		Q12,000.00	
	Material de oficina		Q8,000.00	Q51,900.00
	Costo total de producción, distribución y administración / anual			Q634,177.62
	Costo/ mensual			Q52,848.14
	720 familias beneficiadas			Q73.40

Fuente: dibujo propio.

4.3. Fortalecimiento administrativo

Junto con la construcción de las obras civiles que se plantean en el diseño del sistema de abastecimiento, debe plantearse una forma de fortalecer al Departamento de Agua Municipal respecto a la capacidad de gestión. Esto se logrará solo si se utiliza un programa de labores necesarias para la conformación de una mejor administración del agua potable. El programa de labores se enlista a continuación.

Administración

- Definir cada una de las labores que le corresponden a cada miembro del Departamento de Agua Municipal.
- El Departamento de Agua Municipal tiene la obligación de realizar estudios de viabilidad para determinar los ingresos y gastos.
- Mejorar el manejo contable y administrativo por medio de la utilización de tecnología de punta.
- Formular procedimientos para la selección de personal.
- La realización de planes anuales de compras, mantenimiento y capacitación.
- Establecer un reglamento interno de trabajo, el manual de funciones y el manual de procedimientos.

En lo técnico operativo

- Actualización de planos de las redes del sistema de abastecimiento de agua, los planos de las redes de captación y conducción, los planos de los tanques de alimentación y de distribución, así como la información de las obras de arte contempladas en el sistema.
- Elaboración de los manuales de operación y mantenimiento.
- Control y registro de daños en el sistema.
- Control de la calidad y la cantidad de las fuentes de agua.

En lo comercial

- Control completo de los usuarios y contadores.
- Control de solicitud de instalaciones nuevas.
- Control de usuarios clandestinos.
- Programa de revisión y calibración de contadores.
- Programa de sustitución de contadores en mal estado.

Tomando en cuenta estas labores se podrá mejorar la administración y operación, además se podrá observar de una mejor manera todos los recursos con que cuenta el Departamento de Agua Municipal.

5. ANÁLISIS SOCIO-ECONÓMICO Y ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

5.1. Evaluación socio-económica

5.1.1. Valor presente neto

El valor presente neto (*V.P.N*) designa una cantidad presente o actual de dinero, este valor se encuentra al comienzo del período inicial. El concepto de valor presente al igual que el de valor futuro, se basan en la creencia de que el valor del dinero se ve afectado por el tiempo en que se recibe.

Sobre la escala de tiempo ocurren en el punto cero o en cualquier otro desde el cual escogemos medir el tiempo.

El valor presente neto (*V.P.N*) es el método más conocido a la hora de evaluar proyectos de inversión a largo plazo. El valor presente neto permite determinar si una inversión cumple con el objetivo básico financiero: **Maximizar la inversión**. El valor presente neto permite determinar si dicha inversión puede incrementar o reducir el valor de la **PyMES**. Ese cambio en el valor estimado puede ser positivo, negativo o continuar igual. Si es positivo significará que el valor de la firma tendrá un incremento equivalente al valor del valor presente neto. Si es negativo quiere decir que la firma reducirá su riqueza en el valor que arroje el (*V.P.N*). Si el resultado del (*V.P.N*) es cero, la empresa no modificará el monto de su valor.

$$V.P.N < 0; \quad V.P.N = 0; \quad V.P.N > 0;$$

Este es una alternativa para la toma de decisiones de inversión, lo cual permite determinar de ante mano si una inversión vale la pena o no, al llevarse a cabo y no hacer así malas inversiones que provoquen en un futuro pérdidas.

Cuando el $V.P.N < 0$, y el resultado es un valor negativo muy grande alejado de cero, no está alertando que el proyecto no es rentable. Cuando $V.P.N = 0$ nos está indicando que exactamente se está generando el porcentaje e utilidad que se desea, y cuando $V.P.N > 0$, está indicando que la opción es rentable y que inclusive podría incrementarse el % de utilidad.

Para poder calcular el $V.P.N$ se utiliza la siguiente ecuación:

$$P = F * \left[\frac{1}{(1 + i)^n - 1} \right]$$

$$P = A * \left[\frac{(1 + i)^n - 1}{i * (1 + i)^n} \right]$$

Donde

$P =$ valor de pago único, es el valor inicial a la operación, o valor presente.

F

$=$ valor de pago uniforme en un período determinado, valor de pago constante o renta

$i =$ tasa de inters de cobro por la operación, o tasa de utilidad por la inversión.

$n =$ periodo de tiempo que pretende durar la operación.

Datos del proyecto:

Costo total del proyecto	Q 1, 751,836.72
Costo total de operación y mantenimiento anual	Q 634,177.62

Como es un proyecto de tipo social, la municipalidad absorberá el 30% del costo total y la comunidad pagará el otro 70% en un periodo de 2.5 años por derecho de conexiones domiciliarias, pagando Q1, 703.17 anuales. Para el mantenimiento la municipalidad absorberá el 50% del costo total y la comunidad pagara el otro 50% con una cuota de mantenimiento de Q 36.4 /mensuales por vivienda.

Datos:

$A_1 = Q 490,514.28$; $A_2 = Q 317,088.81$; $n = 2.5$ años ; $i = 15 \%$

$$\begin{aligned}
 VPN &= -525,551.02 + (490,514.28 - 317,088.81) \left(\frac{(1 + 0.15)^{2.5} - 1}{(1 + 0.15)^{2.5} * (0.15)} \right) \\
 &= -184,605.34 \\
 VPN &= -525,551.02 + (490,514.28 - 317,088.81) \left(\frac{(1 - 0.15)^{2.5} - 1}{(1 - 0.15)^{2.5} * (-0.15)} \right) \\
 &= +53,977.75
 \end{aligned}$$

5.1.2. Tasa interna de retorno (T.I.R.)

Es el método más utilizado para comparar las alternativas de inversión. Se define como la tasa de descuento que iguala al valor presente de los flujos de efectivo con la inversión inicial de un proyecto. La *T.I.R.* es la tasa de descuento que hace que el valor presente de una oportunidad de inversión sea igual a cero, o sea el interés que se hace que los costos sean equivalentes a los ingresos.

Si la *T.I.R.* es mayor o igual al costo de capital, se acepta el proyecto, de no ser este el caso entonces se rechaza.

La *T.I.R.* es la tasa máxima de utilidad que puede pagarse u obtenerse en la evaluación de una alternativa.

Lo que se busca es un dato que sea menor al dato buscado y otro que sea mayor y así poder interpolar de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
 \text{Tasa 1} &\Rightarrow V.P.N. > 0 \Leftrightarrow V.P.N. (+) \\
 T.I.R. &\Rightarrow V.P.N. = 0 \\
 \text{Tasa 2} &\Rightarrow V.P.N. < 0 \Leftrightarrow V.P.N. (-)
 \end{aligned}$$

$$T.I.R. = \left[\frac{(\text{Tasa 1} - \text{Tasa 2}) * (0 - V.P.N. (-))}{(V.P.N. (+) - V.P.N. (-))} \right] + \text{Tasa 2}$$

Encontrando la tasa interna de retorno (*T.I.R.*)

$$T.I.R. = \left[\frac{(-15\% - (15\%)) * (0 - (-184,605.34))}{(+53,977.75 - (-184,605.34))} \right] + 15\%$$

La tasa interna de retorno es -8.21 % anual, lo cual nos indica que el proyecto no es rentable debido a la tasa negativa.

5.2. Estudio de impacto ambiental

En la construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, edificios públicos, y en general, todas las actividades realizadas por el ser humano en la tierra, generan un impacto ambiental en los componentes ambientales, ambiente físico, biológico y social. El impacto que se dará por la realización de este proyecto puede ser de carácter positivo, negativo irreversible, negativo con posibles mitigaciones o neutros.

Un tipo de proyecto como el presente, causa mayores impactos ambientales positivos que negativos. Para el análisis de las consecuencias de la ejecución del proyecto se utilizó la matriz de identificación de impactos ambientales tanto positivos como negativos, en ella se expresan las características propias de los impactos considerados del proyecto.

Tabla XXVI. Matriz para la identificación de impactos ambientales.

MATRIZ PARA LA IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES															
Comunidad: Zonas 1 y 2 del área urbana				Municipio: Zaragoza				Departamento: Chimaltenango							
	Método Abiótico					Método Biótico				Medio cultural		Medio socioeconómico			
	Suelo		Agua			Atmósfera		Flora	Fauna		Sitios Arqueológicos	Belleza escénica	Mano de obra	Infraestructura	Comercio
	Morfología	Uso potencial	Compactación	Superficial	Subterránea	Aire	Ruido	Micro	Macro						
Localización y análisis del sitio															+ ,B,T,D
Limpieza y desmonte															+ ,B,T,D
Acarreo de materiales						- ,B,T,D,Rc	- ,B,T,D,Rc	- ,B,T,D,Rc							
Cortes y rellenos	- ,B,T,D,Rc		- ,B,T,D,Rc					- ,B,T,D,Rc							+ ,B,T,D
Explotación de bancos de materiales	- ,B,T,D,Rc														
Alteración al drenaje natural															
Acarreo de materiales	- ,B,T,D,Rc	- ,B,T,D,Rc	- ,B,T,D,Rc												+ ,B,T,D
Estructura de concreto/mampostería															
Remoción de derrumbes															
Uso de maquinaria															
Disposición de desechos entechado				+ ,A,T,D							+ ,A,T,D				
Suministro de agua						- ,B,T,D,Rc								+ ,A,T,D	+ ,M,T,D
Sistema de almacenaje															
Transporte de materiales							- ,B,T,D,Rc	- ,B,T,D,Rc							+ ,B,T,D
Aprovechamiento de la flora															
Aprovechamiento de la fauna															
Preparación y mezcla de materiales															
Abandono															

Simbología a utilizar		
Característica	Simbolo	Significado
Naturaleza del impacto	(+),(-)	Positivo,Negativo
Indicador	(B),(M),(A)	Bajo,Medio, Alto
Duración	(T),(P)	Temporal, Permanente
Tipo de impacto	(D), (I)	Directo, Indirecto

CONCLUSIONES

1. Es importante para una comunidad los proyectos de infraestructura relacionadas con el abastecimiento de agua potable, por ser un elemento fundamental de la vida.
2. Para que el proyecto de abastecimiento de agua potable sea sostenible, se evaluó la incorporación de un sistema de tarifa, con el cual se estarán cubriendo los costos relacionados con el programa de mantenimiento, prevención y corrección, para así garantizar el correcto funcionamiento del proyecto.
3. En la construcción de todo proyecto, se busca causar el menor impacto negativo posible al ambiente. Un proyecto de infraestructura para el sector del agua, no representa impactos ambientales adversos de gran magnitud, sin embargo, se hizo necesaria la elaboración sistemática de una serie de medidas destinadas a mitigar, restaurar, y/o compensar los impactos negativos que se pudieran producir por la implementación del proyecto.
4. Traerá múltiples beneficios para los usuarios del servicio el abastecimiento de agua potable, por medio de una red de distribución que sí cumpla con los requisitos de velocidad y presión mínima y máxima.

5. Hacer consciencia en el consumidor del agua potable, sobre el costo real de la misma, a fin de provocar una mejor aceptación de las cuotas cobradas por el servicio, además de generar consciencia del buen uso que se le debe de dar.

6. Se puede aislar pequeños sectores de la red de distribución, para mantenimiento u otra actividad, a través del uso de las válvulas de compuerta, las cuales están colocadas en puntos estratégicos.

7. Tomar en cuenta el fortalecimiento administrativo que debe de tener el Departamento de Agua Municipal, ya que es de gran importancia tener un buen sistema de abastecimiento de agua potable.

RECOMENDACIONES

1. A la municipalidad de Zaragoza Chimaltenango, por ser este proyecto de gran importancia para el desarrollo de las zonas 1 y 2 del área urbana, se sugiere hacer todas las gestiones necesarias para obtener el debido financiamiento para llevar a cabo la fase de ejecución.
2. A los habitantes del sector beneficiado con el proyecto, colaborar en todo sentido, facilitando cualquier tipo de ayuda y al estar operando el sistema poder cuidarlo y preservarlo.
3. A la municipalidad de Zaragoza, capacitar de la mejor manera a las personas encargadas del mantenimiento periódico que deberá hacerse a los elementos del sistema de agua potable que lo requieran, según el programa proporcionado, para garantizar el servicio continuo de éste.
4. Supervisar técnicamente la construcción del sistema de abastecimiento de agua potable, aplicando estrictamente las especificaciones contenidas en los planos, para que al estar operando funcione como se planeo.
5. Realizar programas de operación y mantenimiento.
6. Preservar los bosques donde se localizan las fuentes de agua del proyecto, para que el proyecto cumpla su objetivo durante el período de diseño y no disminuyan su caudal que es causa segura por la deforestación.

7. El agua es un recurso preciado, es por ello, que los habitantes de las zonas 1 y 2 del área urbana de Zaragoza, deben hacer uso exclusivamente, para cubrir necesidades básicas de la población.
8. Proteger las obras de captación, tanque de alimentación y tanques de distribución del sistema de agua potable, a través de la construcción de muros perimetrales, para garantizar la seguridad y continuidad de lagua que circule dentro de las mismas. Los pasos aéreos, deben ser protegidos preferiblemente con alambre espigado, con la finalidad de evitar que las personas los utilicen para transportarse de un lado a otro.
9. Es importante garantizar la potabilidad del agua del sistema de abastecimiento, sometiéndola a tratamiento de desinfección bacteriológica, mediante la utilización de cloro, con ello se evitará la transmisión de enfermedades hacia la población que la consume.
10. Durante el proceso de construcción, la Municipalidad deberá contratar por lo menos un profesional de la ingeniería, para garantizar el cumplimiento de las especificaciones técnicas del diseño del sistema.

BIBLIOGRAFÍA

1. Planos de obras de arte típicas, diseño FIS, Anexo 8, evaluación de costos, Acueductos por gravedad.
2. Normas de diseño de abastecimiento de agua potable en zonas rurales, Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR) Guatemala 1991.
3. Centro Internacional de agua y saneamiento, Sistemas de Abastecimiento de Agua para pequeñas comunidades. Holanda:s.e..1997.156 pp.
4. Chuy Vides, Walter Omar. Evaluación de los hipocloradores en el área rural, Tesis Estudio Especial Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria. Universidad de San Carlos de Guatemala. 1987.42 pp.
5. Pérez Arriaga, Walter Roderico. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo del Caserío Las Moritas, aldea los Planes, Municipio San Antonio La Paz, Departamento de El Progreso.
6. Castro Interiano, Erwin Aroldo. Diseño del sistema de agua potable para la aldea Palo, Nebaj El Quiché.

ANEXO

Figura 17.

Análisis físico-químico sanitario (barranquillas).



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 000809

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO					
O.T. No. 23814			INF. No. 23 351		
INTERESADO:	JUAN BENJAMÍN MÉNDEZ CASTILLO (Carné No.2004-30519)		PROYECTO:	EPS " Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable , Zaragoza, Chimaltenango"	
RECOLECTADA POR:	Interesado		DEPENDENCIA:	FAC. DE INGENIERÍA-USAC	
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Barranquillas (salida tanque captación)		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2008-09-01; 10 h 52 min.	
FUENTE:	Nacimiento		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:	2008-09-01; 13 h 55 min.	
MUNICIPIO:	Zaragoza		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Con refrigeración	
DEPARTAMENTO:	Chimaltenango				
RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA:	(En el momento de recolección) -- °C
2. COLOR:	01,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	181,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	00,51 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH):	06,70 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,15	6. CLORUROS (Cl)	07,50	11. SOLIDOS TOTALES	112,00
2. NITRITOS (NO ₂)	00,00	7. FLUORUROS (F)	00,12	12. SOLIDOS VOLÁTILES	09,00
3. NITRATOS (NO ₃)	07,92	8. SULFATOS (SO ₄)	07,00	13. SOLIDOS FIJOS	103,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,00	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	02,00
5. MANGANESO (Mn)	00,001	10. DUREZA TOTAL	64,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	96,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	66,00	66,00		

OTRAS DETERMINACIONES

OBSERVACIONES: Desde El punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21TH EDITION 2 005, NORMA COGUANOR NCO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES Y 2001) (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2008-09-16

Vo.Bo.

Ing. Oswaldo Rómulo Escobar Estrada
DIRECTOR CII/USAC



Zerlen Muñoz
Ing. Químico Col. 1971
M. Sc. en Ingeniería
Jefe Técnico Laboratorio
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
LABORATORIO UNIFICADO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGIA SANITARIA
DRA. ALBA FABRINI MOLINA
USAC - GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio I-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Figura 18.

Análisis bacteriológico sanitario (barranquillas).



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 000811

EXAMEN BACTERIOLOGICO			
O.T. No. 23 794		INF. No.A-298278	
INTERESADO	<u>JUAN BENJAMÍN MENDEZ CASTILLO (carné 2004-30519)</u>	PROYECTO:	<u>EPS "Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable Zaragoza, Chimaltenango"</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Interesado</u>	DEPENDENCIA:	<u>FAC. DE INGENIERÍA -USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Barranquilla (salida tanque captación)</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2008-09-01; 10 h 52 min.</u>
FUENTE:	<u>Nacimiento</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2008-09-01; 13 h 55 min</u>
MUNICIPIO:	<u>Zaragoza</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Con refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Chimaltenango</u>	SABOR:	<u>-----</u>
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>Claro</u>	COLOR RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)			
		PRUEBA CONFIRMATIVA	
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	++++-	+++++	+++--
00,10 cm ³	+++++	+++++	+++--
00,010 cm ³	+++--	+++	---
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMESES COLIFORMES/100cm ³		900	14
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21 TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.			
OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la clasificación I. calidad bacteriológica que no exige simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua potable.			
Guatemala, 2008 -09-16			
.Vo.Bo.			
Ing. <u>Oswaldo Romo Escobar Alvarado</u>	DIRECCION	Ing. <u>Zenaida Muñoz Santos</u>	Jefe Técnico Laboratorio

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Figura 19. Análisis físico-químico sanitario (soco).



INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL -INFOM-
LABORATORIO DE AGUA
 11 Av. "A" 11-67, zona 7, La Verbená
 Telefax: 2472-3499



INFORME DE ANÁLISIS FÍSICOQUÍMICO DE AGUA
MUESTRA No. 649-08

INFORMACIÓN DE LA MUESTRA ⁽¹⁾

Interesado: MUNICIPALIDAD DE ZARAGOZA	
Punto de muestreo: Nac. Soco	Fecha de captación: 01-09-2008
Fuente: Soco (montaña)	Hora de captación: 09:43
Municipio: Zaragoza	Fecha de recepción: 01-09-2008
Departamento: Chimaltenango	Hora de recepción: 16:00
Responsable de captación: Juan Méndez (Personal ajeno al Laboratorio INFOM)	

(1) Los datos fueron copiados textualmente de la tarjeta de identificación de la muestra.

RESULTADOS

ITEM	PARÁMETROS FÍSICOQUÍMICOS	UNIDADES	*LMA	*LMP	RESULTADO
1	Color aparente	Unidades Pt-Co	5.0	35.0	18
2	Hierro total	mg/L Fe	0.100	1.000	<0.05
3	Manganeso total	mg/L Mn	0.050	0.500	ND
4	Nitrato	mg/L NO ₃ ⁻	Nsc	10	8.1
5	Nitrito	mg/L NO ₂ ⁻	Nsc	1	<0.01
6	Sulfato	mg/L SO ₄ ²⁻	100.000	250.000	<5.0
7	Turbiedad	UNT	5.0	15.0	1.4
8	Cloruro	mg/L Cl ⁻	100.000	250.000	<10
9	Dureza total	mg/L CaCO ₃	100.000	500.000	48
10	Calcio	mg/L Ca	75.000	150.000	12
11	Magnesio	mg/L Mg	50.000	100.000	4.6
12	Conductividad	µS/cm	100	750	130
13	pH	Unidades pH	7.0 - 7.5	6.5 - 8.5	6.9
14	Temperatura	°C	15.0 - 25.0	34.0	23
15	Olor a temperatura ambiente	Organoléptico	No rechazable	No rechazable	No rechazable

* LMA = límite máximo aceptable LMP = límite máximo permisible ND = No detectado Nsc= no se contempla en la norma

OBSERVACIONES

- Los límites máximos aceptables y permisibles corresponden a la Norma COGUANOR para agua potable NGO 29001 (Ac. Gubernativo No. 986-1999) publicada en el Diario de Centro América el 4 de febrero de 2000. Los parámetros analizados corresponden a los establecidos en el numeral E2, inciso 5.4 de dicha norma.
- El responsable de la captación no informó sobre los resultados de temperatura y pH in situ, por lo tanto, los resultados de dichos parámetros corresponden a los medidos en el laboratorio.
- De acuerdo con los resultados obtenidos, el agua de la muestra CUMPLE con los requerimientos físicoquímicos establecidos en la Norma COGUANOR 29001.



Mirna Gómez
Mirna Gómez
 Ingeniera Química, Col. 914
 Supervisora de Físicoquímico

Jorge Mario Estrada Asturias
Jorge Mario Estrada Asturias
 Ingeniero Químico, Col. 685
 Director de Laboratorio



Figura 20. Análisis bacteriológico sanitario (soco).



INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL -INFOM-
LABORATORIO DE AGUA
11 Av. "A" 11-67, zona 7. La Verbena
Telefax: 24723499



INFORME DE ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO
MUESTRA No. 650-08

INFORMACIÓN DE LA MUESTRA. (1)

Interesado:	MUNICIPALIDAD DE ZARAGOZA Y / O JUAN MENDEZ		
Punto de muestreo:	Nacimiento Soco	Cloro residual in situ (mg/L):	---
Fuente:	Soco (Montaña)	pH in situ:	----
Municipio:	Zaragoza	Temperatura in situ:	----
Departamento:	Chimaltenango	Fecha de recepción:	01-09-2008
Fecha de captación:	01-09-2008	Hora de recepción:	16:00
Hora de captación:	09:45	Técnica de preservación:	Refrigeración
Responsable de captación:	Miguel Talé (Persona ajena al Laboratorio INFOM)		

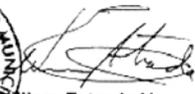
(1) Los datos fueron copiados textualmente de la tarjeta de identificación de la muestra

RESULTADOS

ITEM	PARÁMETRO BACTERIOLÓGICO	RESULTADO	UNIDADES
1	<i>Escherichia coli</i>	8	NMP/100 mL
2	Coliformes Totales	15	NMP/100 mL
3	Conteo Heterotrófico en Placa	150	UFC/mL

OBSERVACIONES

- De acuerdo a los resultados obtenidos, la muestra de agua cumple con los requerimientos bacteriológicos establecidos en la Norma COGUANOR NGO 29001.
- La Norma COGUANOR para agua potable NGO 29001 (Acuerdo Gubernativo No. 986-1999, Publicado en el Diano de Centroamérica de fecha 04 de febrero de 2000) establece que el grupo *Coliforme Total debe ser menor que 2.0 NMP/100 mL*.
- El examen de los grupos Coliforme Total y *Escherichia coli* se realizó a través de la Técnica de Substrato Enzimático en tubos múltiples.
- El Conteo Heterotrófico en Placa se realizó a través del método de Vertido en, utilizando Plate-Count Agar como medio de cultivo


 INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL
 LABORATORIO DE AGUA
 SUPERVISOR DE BACTERIOLOGIA
 William Estrada Vargas
 Químico Biólogo, Col. 2241
 Supervisor de Laboratorio
 GUATEMALA

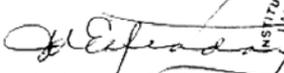

 INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL
 LABORATORIO DE AGUA
 DIRECTOR
 VoBo. Jorge Mario Estrada
 Ingeniero Químico, Col. 685
 Director de Laboratorio
 GUATEMALA

Figura 21.

Análisis físico-químico sanitario (palocom).



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 000810

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO					
O.T. No. 23814			INF. No. 23 352		
INTERESADO:	JUAN BENJAMÍN MÉNDEZ CASTILLO (Carné No.2004-30519)		PROYECTO:	EPS "Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, Zaragoza, Chimaltenango"	
RECOLECTADA POR:	Interesado		DEPENDENCIA:	FAC. DE INGENIERÍA-USAC	
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Palocom		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2008-09-01; 11 h 41 min.	
FUENTE:	Nacimiento		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:	2008-09-01; 13 h 55 min.	
MUNICIPIO:	Zaragoza		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Con refrigeración	
DEPARTAMENTO:	Chimaltenango				
RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA:	(En el momento de recolección) --° C
2. COLOR:	01,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	353,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	00,23 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH):	06,80 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,21	6. CLORUROS (Cl)	22,50	11. SOLIDOS TOTALES	200,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,17	12. SOLIDOS VOLÁTILES	09,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	27,28	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	10,00	13. SOLIDOS FIJOS	191,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,00	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,80
5. MANGANESO (Mn)	00,005	10. DUREZA TOTAL	134,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	187,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS	CARBONATOS	BICARBONATOS	ALCALINIDAD TOTAL		
mg/L	mg/L	mg/L	mg/L		
00,00	00,00	108,00	108,00		

OTRAS DETERMINACIONES

OBSERVACIONES: Desde El punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21TH EDITION 2 005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 2001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2008-09-16

Vo.Bo.
Ing. Oswaldo Romo Escobar Álvarez
DIRECTOR CII/USAC



Ing. Zeferino Milán Salazar
M. Sc. en Ingeniería Química
Jefe Técnico Laboratorio

FACULTAD DE INGENIERIA-USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Figura 22.

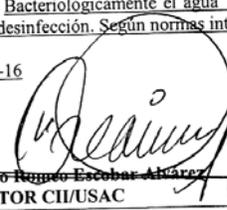
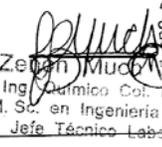
Análisis bacteriológico sanitario (palocom).



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

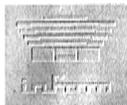


Nº 000812

EXAMEN BACTERIOLOGICO				INF. No.A-298279
O.T. No. 23 794	JUAN BENJAMIN MÉNDEZ CASTILLO (camé 2004-30519)		PROYECTO:	EPS "Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable Zaragoza, Chimaltenango"
INTERESADO	Interesado		DEPENDENCIA:	FAC. DE INGENIERÍA -USAC
MUESTRA RECOLECTADA POR	Polocon		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2008-09-01; 11 h 47 min.
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	Nacimiento		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	2008-09-01; 13 h 55 min
FUENTE:	Zaragoza		CONDICIONES DE TRANSPORTE:	Con refrigeración
MUNICIPIO:	Chimaltenango		SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	No hay
DEPARTAMENTO:	-----		COLORO RESIDUAL	-----
SABOR:	Claro		OLOR:	Inodora
ASPECTO:	-----			
OLOR:	-----			
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)				
			PRUEBA CONFIRMATIVA	
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C	
10,00 cm ³	-----	innecesaria	innecesaria	
00,10 cm ³	-----	innecesaria	innecesaria	
00,010 cm ³	-----	innecesaria	innecesaria	
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		< 2	< 2	
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21 TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.				
OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la clasificación I, calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua potable.				
Guatemala, 2008 -09-16				
.Vo.Bo.	 Ing. Oswaldo Riquelme Escobar Álvarez DIRECTOR CII/USAC		 Zelán Muñoz Ing. Químico Col. No. 10000 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio	
				

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: http://cii.usac.edu.gt

Figura 23. Análisis fisicoquímico y bacteriológico (pozo mecánico).



**INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL - INFOM -
LABORATORIO DE AGUA**

Telefax: 472-3499

**INFORME DE ANÁLISIS FISICOQUÍMICO Y BACTERIOLÓGICO DE AGUA
MUESTRA No. 1051-02**

INFORMACIÓN DE LA MUESTRA

Interesado: MINICIPALIDAD DE ZARAGOZA	Temperatura in situ (°C): ---
Punto de muestreo: Interior tanque de distribución El Aserradero	pH in situ: ---
Fuente: Pozo mecánico El Salitre	Conductividad (µS/cm): ---
Municipio: Zaragoza	Cloro residual (mg/L): ---
Departamento: Chimaltenango	Sólidos disueltos (mg/L): ---
Fecha de captación: 06-10-02	Salinidad (%): ---
Hora de captación: 16:55	Fecha de recepción laboratorio: 07-10-02
Técnica de preservación: Refrigeración	Hora recepción laboratorio: 12:45
Responsable de captación: Carmela Barrientos (Personal del Laboratorio INFOM)	

RESULTADOS

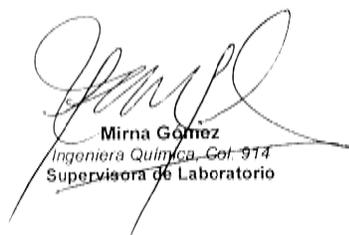
ITEM	PARÁMETROS FÍSICOS	UNIDADES	LMA	LMP	RESULTADO
1	Color aparente	Unidades Pt-Co	5.0	35.0	<1
2	Color verdadero	Unidades Pt-Co	Nsc	Nsc	<1
3	Conductividad	µS/cm	100	750	180
4	Olor en frío	Organoléptico	No rechazable	No rechazable	Cloro
5	Olor a 60 °C	Organoléptico	No rechazable	No rechazable	Inodora
6	pH (laboratorio)	Unidades pH	7.0 - 7.5	6.5 - 8.5	6.5
7	Sólidos disueltos totales	mg/L	500.0	1000.0	90
8	Sólidos en suspensión	mg/L	Nsc	Nsc	<1
9	Temperatura de análisis	° C	15.0 - 25.0	34	24
10	Turbiedad	UNT	5.0	15.0	<0.5
ITEM	PARÁMETROS QUÍMICOS	UNIDADES	LMA	LMP	RESULTADO
11	Acidez	mg/L CaCO ₃	Nsc	Nsc	0.90
12	Alcalinidad debida al bicarbonato	mg/L CaCO ₃	Nsc	Nsc	61
13	Alcalinidad debida al carbonato	mg/L CaCO ₃	Nsc	Nsc	0
14	Alcalinidad debida al hidróxido	mg/L CaCO ₃	Nsc	Nsc	0
15	Alcalinidad total	mg/L CaCO ₃	Nsc	Nsc	61
16	Dióxido de carbono	mg/L CO ₂	Nsc	Nsc	0.80
17	Dureza total	mg/L CaCO ₃	100.000	500.000	65
18	Manganeso total	mg/L Mn	0.050	0.500	<0.1
19	Sulfatos	mg/L SO ₄ ²⁻	100.000	250.000	<7
20	Hierro total	mg/L Fe	0.100	1.000	0.05
21	Nitratos	mg/L NO ₃	Nsc	10	25
ITEM	PARÁMETROS BACTERIOLÓGICOS	UNIDADES	LMA	LMP	RESULTADO
22	Coliformes fecales	UFC/100 mL	Nsc	Nsc	0
23	Coliformes totales	UFC/100 mL	Nsc	1	0
24	Conteo aeróbico total	UFC/mL	Nsc	Nsc	0

* LMA = limite máximo aceptable, LMP = limite máximo permisible

Nsc= no se contempla en la norma

OBSERVACIONES

- Los limites máximos aceptables y permisibles corresponden a la Norma COGUANOR para agua potable NGO 29001 (Ac. Gubernativo No. 986-1999) publicada en el Diario de Centro América el 4 de febrero de 2000.
- De acuerdo a los resultados obtenidos, **el agua cumple con los requerimientos bacteriológicos establecidos en la Norma COGUANOR 29001.**
- La concentración de Nitratos es mayor que la del limite máximo permisible, por ello debe verificarse la limpieza de las unidades que conforman el sistema de abastecimiento.**


Mirna Gómez
 Ingeniera Química, Col. 914
 Supervisora de Laboratorio

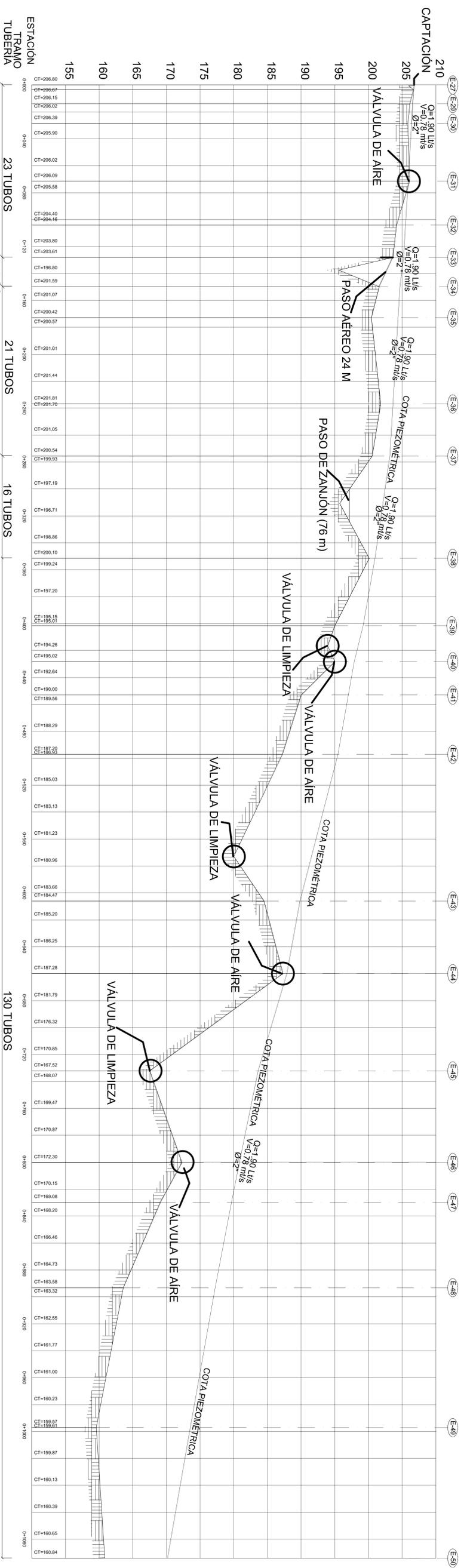
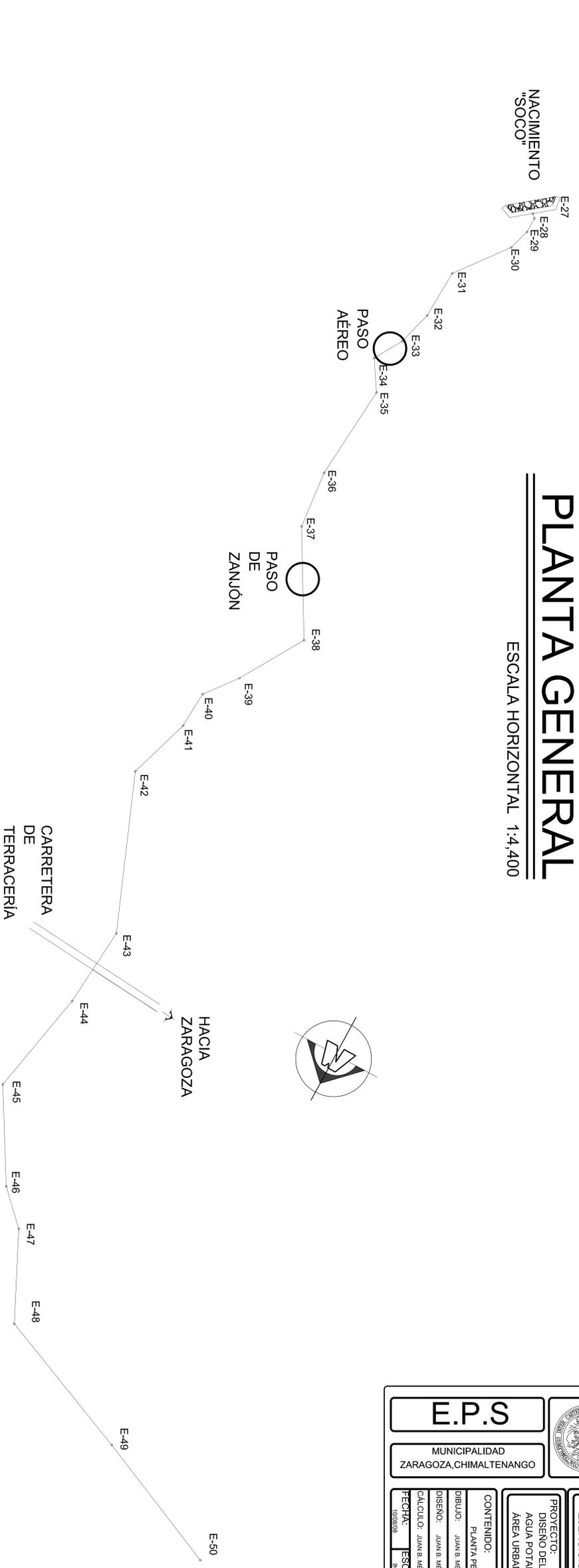

William Estrada Vargas
 Químico Biólogo, Col. 2241
 Supervisor de Laboratorio

APÉNDICE

Figura 25. Plano de línea de conducción parte 1 (planta-perfil)

PLANTA GENERAL

ESCALA HORIZONTAL 1:4,400

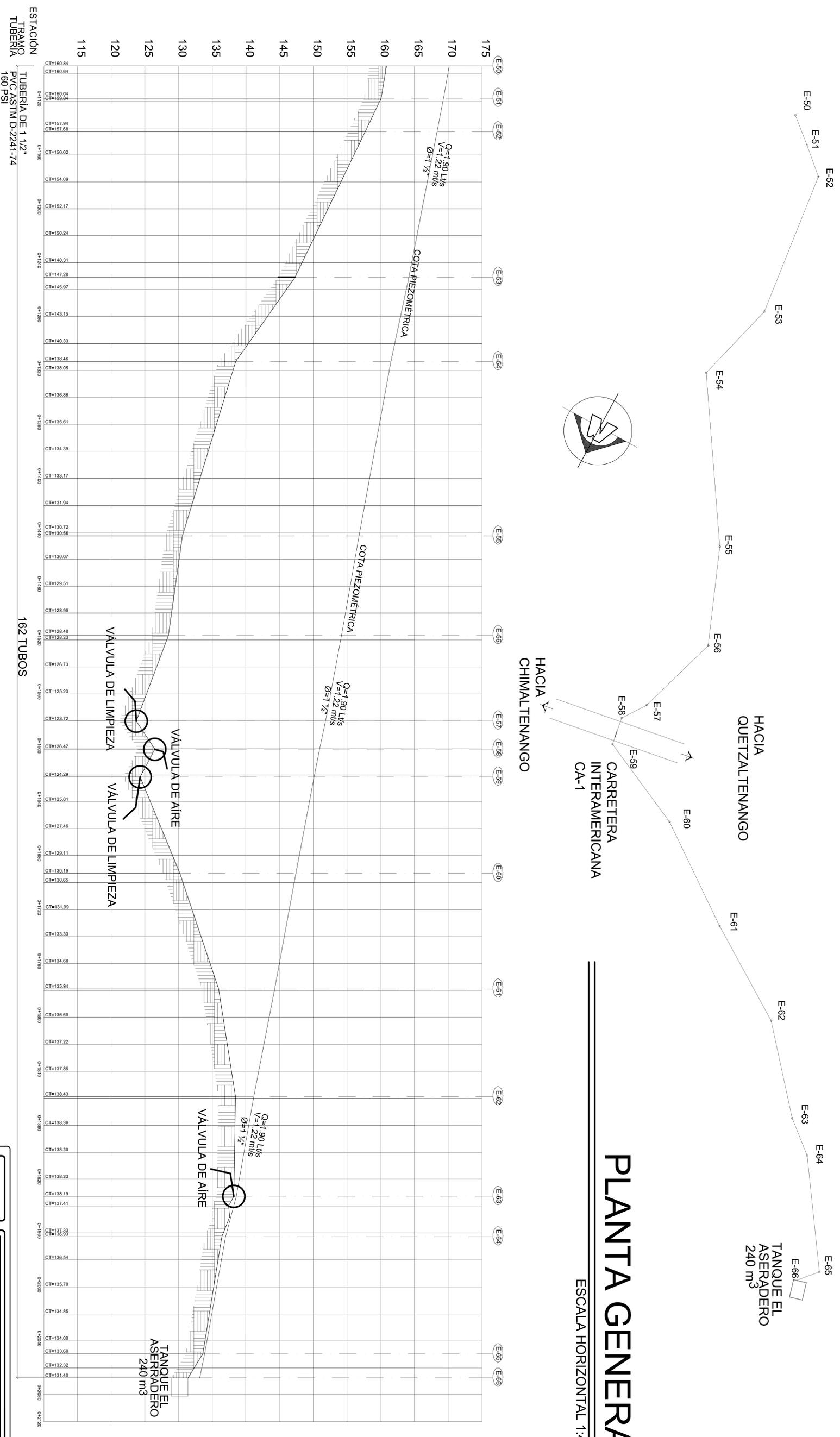


E.P.S		MUNICIPALIDAD ZARAGOZA, CHIMALTENANGO		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
DIBUJO: JUAN B. MENDEZ DISEÑO: JUAN B. MENDEZ CALCULO: JUAN B. MENDEZ FECHA: 16/05/2018		E.P.S. ING.: OSCAR ARGUETA HERNANDEZ ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ ASESOR SUPERVISOR		PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL AREA URBANA, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO	
CONTENIDO: PLANTA PERFIL CONDUCCION SOCO PARTE 1		ESCALA: 2/16		PLANTA PERFIL CONDUCCION SOCO PARTE 1	

LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR GRAVEDAD

ESCALA VERTICAL 1:1,000
ESCALA HORIZONTAL 1:4,400

Figura 26. Plano de línea de conducción parte 2 (planta-perfil)



LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR GRAVEDAD

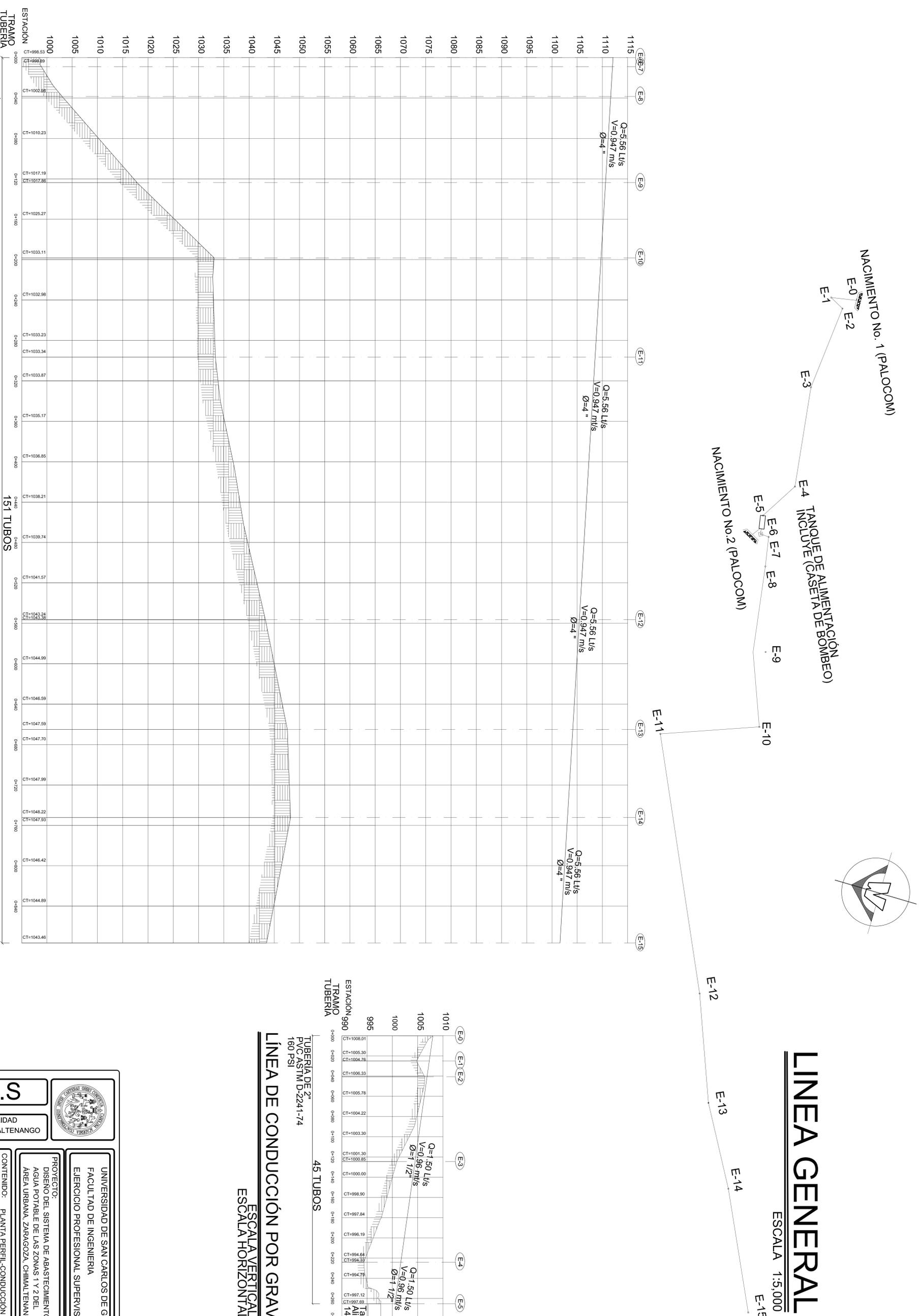
ESCALA VERTICAL 1:1,000
ESCALA HORIZONTAL 1:4,000

PLANTA GENERAL

ESCALA HORIZONTAL 1:4,000

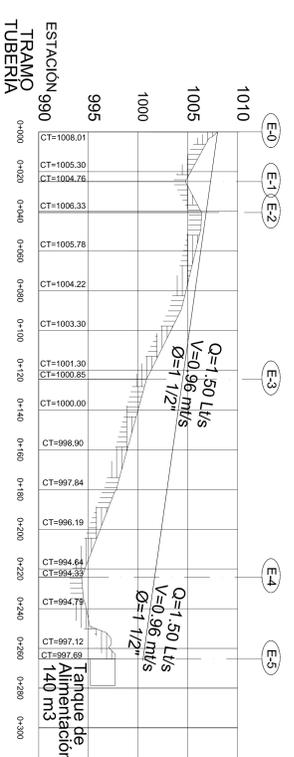
MUNICIPALIDAD ZARAGOZA, CHIMALTENANGO		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL AREA URBANA, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO			
CONTENIDO: PLANTA PERFIL-CONDUCCIÓN SOCO PARTE 2		E.P.S. ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ	
DIBUJO: JUAN B. MENDEZ		VO. BO.	
DISEÑO: JUAN B. MENDEZ		ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ ASESOR-SUPERVISOR	
CALCULO: JUAN B. MENDEZ		FECHA: 10/09/08	
FECHA: 10/09/08		INDICADA	
3		16	

Figura 27. Plano de línea de impulsión parte 1 (planta-perfil)



LÍNEA GENERAL

ESCALA 1:5,000



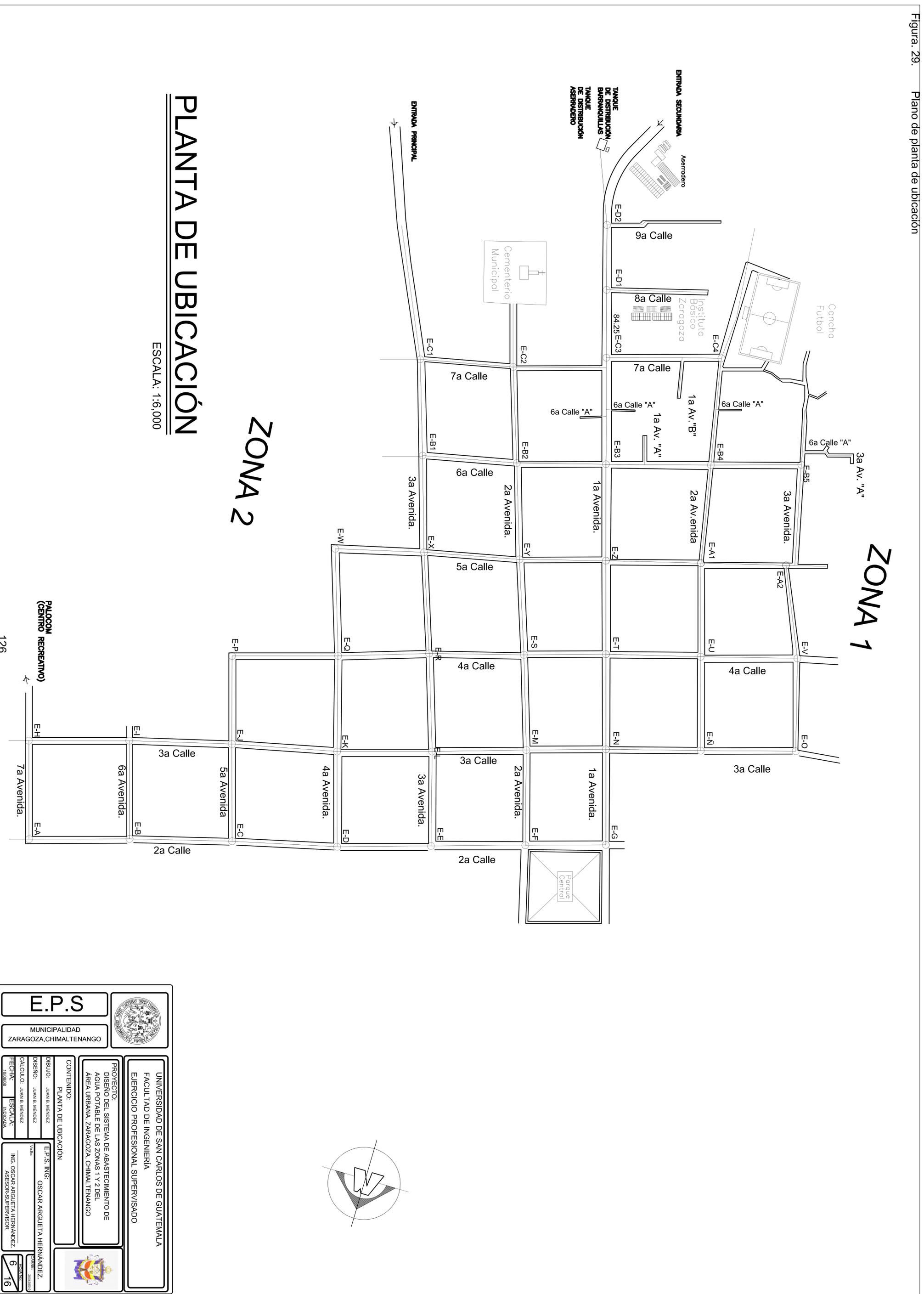
LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR GRAVEDAD

ESCALA VERTICAL 1:1,000
ESCALA HORIZONTAL 1:5,000

LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR BOMBEO

ESCALA VERTICAL 1:500
ESCALA HORIZONTAL 1:5,000

F.P.S		
MUNICIPALIDAD ZARAGOZA, CHIMALTENANGO		
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL AREA URBANA, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO		
CONTENIDO: PLANTA PERFIL-CONDUCCIÓN POR BOMBEO PALOCOM PARTE 1		
DIBUJO: JUAN B. MENDOZA DISEÑO: JUAN B. MENDOZA CALCULO: JUAN B. MENDOZA FECHA: MARZO 2008	E.P.S. ING.: OSCAR ARGUETA HERNANDEZ V.O.B.:	
ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ ASESOR SUPERVISOR		
ESCALA: 1:5000 HOJA: 4 DE 16		



E.P.S			
MUNICIPALIDAD ZARAGOZA, CHIMALTENANGO			
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL AREA URBANA, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO	
CONTENIDO: PLANTA DE UBICACIÓN		DIBUJO: JUAN B. MENDOZA DISEÑO: JUAN B. MENDOZA CALCULO: JUAN B. MENDOZA FECHA: 16/05/2018	
E.P.S. ING.: OSCAR ARGUETA HERNANDEZ		V.O.B.: ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ ASESOR SUPERVISOR	
ESCALA: 6/16		FOLIO: 6/16	

Figura. 30. Plano de planta de curvas de nivel



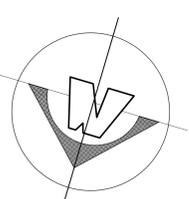
ZONA 1

ZONA 2

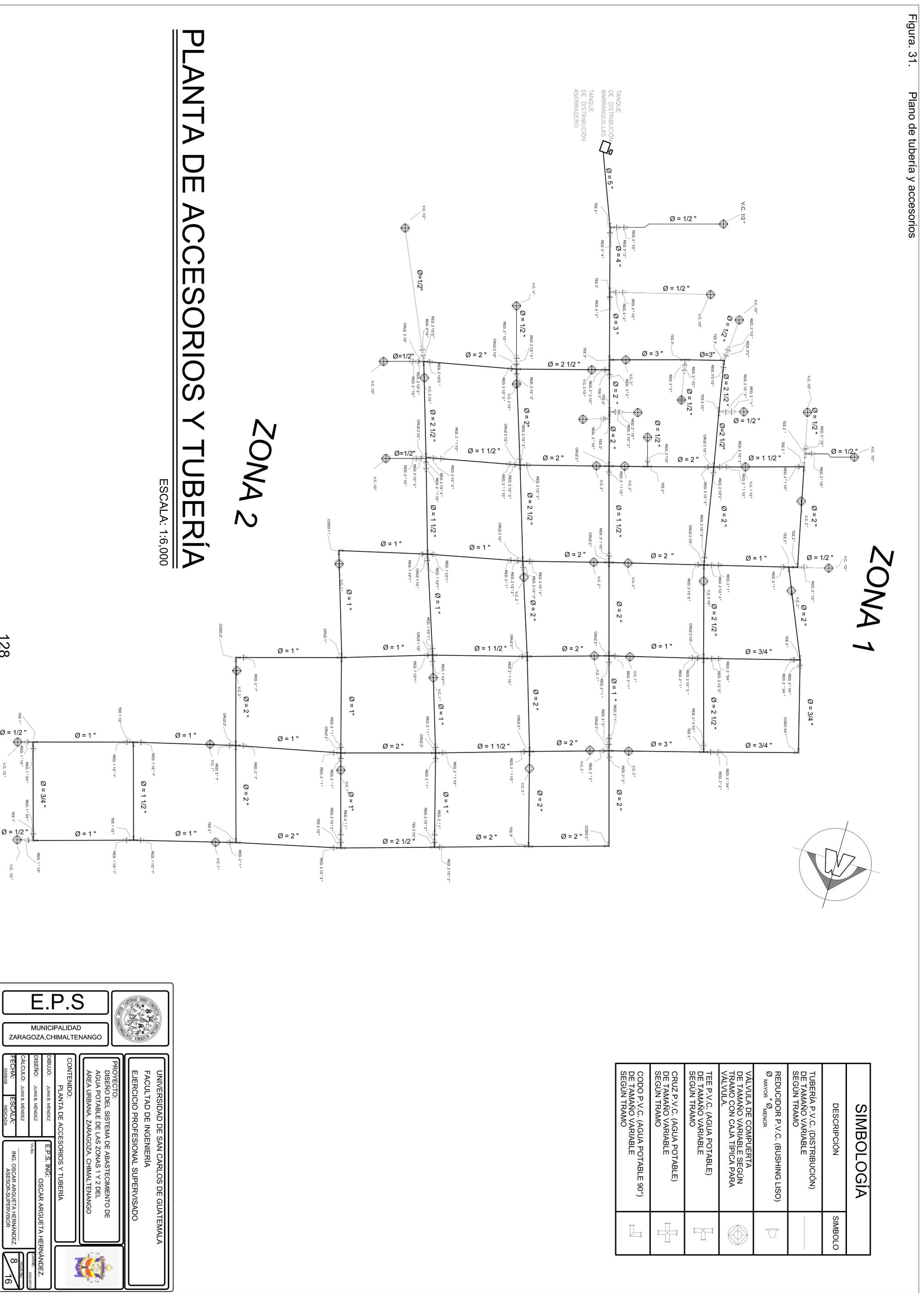
1a Avenida.

PLANTA DE CURVAS DE NIVEL

ESCALA: 1:6,000



E.P.S		
MUNICIPALIDAD ZARAGOZA, CHIMALTENANGO		
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL AREA URBANA, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO		
CONTENIDO: PLANTA DE CURVAS DE NIVEL		
DIBUJO: JUAN B. MENDEZ	E.P.S. ING: OSCAR ARGUETA HERNANDEZ	
DISENO: JUAN B. MENDEZ	V.B.S.	
CALCULO: JUAN B. MENDEZ	ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ	ESCALA: 1:6,000 7/16
FECHA: 16/05/2018	ASESOR SUPERVISOR	

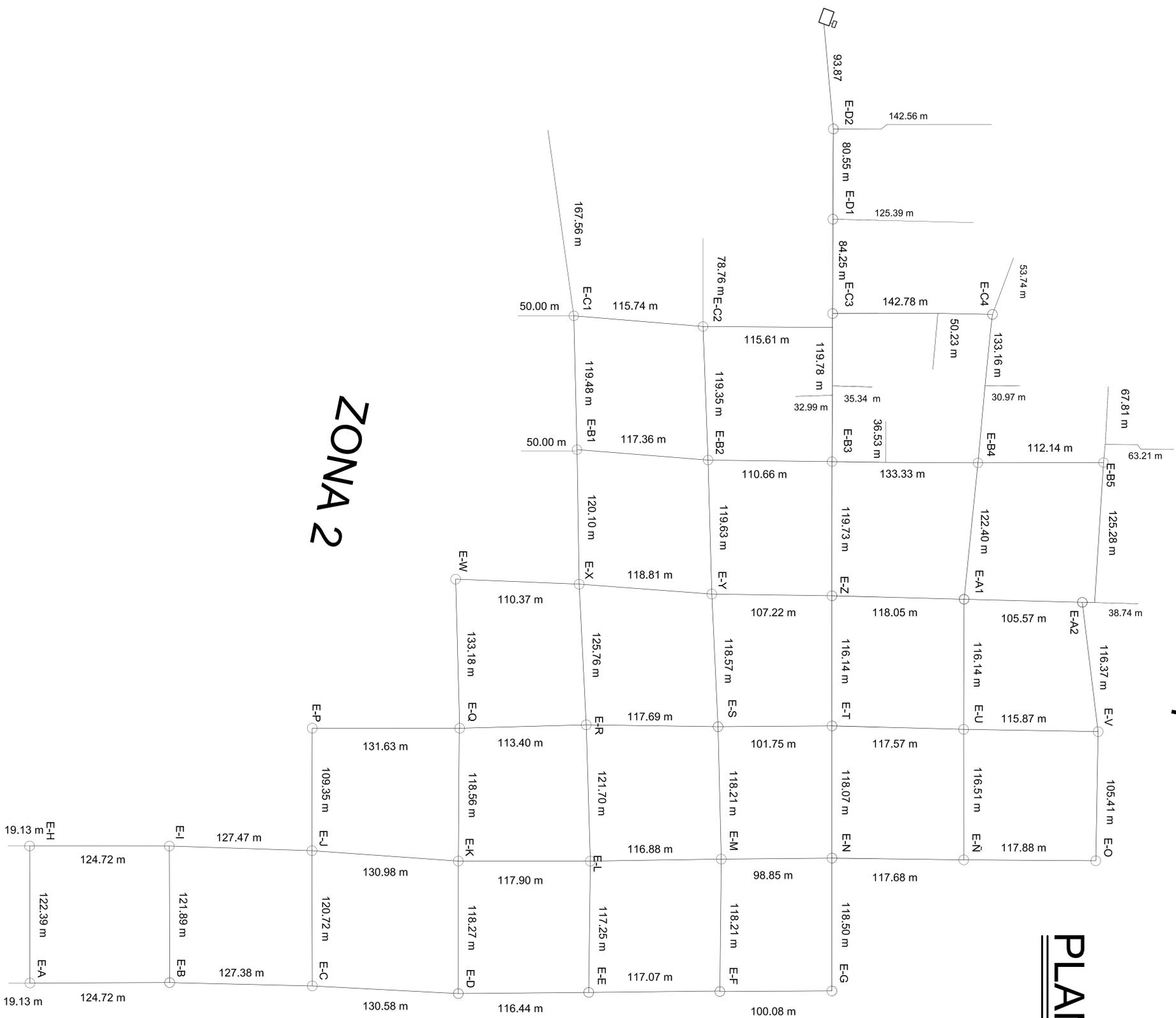


SIMBOLOGÍA	
DESCRIPCIÓN	SIMBOLO
TUBERÍA P.V.C. (DISTRIBUCIÓN) DE TAMAÑO VARIABLE SEGÚN TRAMO	—
REDUCTOR P.V.C. (BUSHING LISO) Ø MAJOR Ø MENOR	
VALVULA DE COMPUERTA DE TAMAÑO VARIABLE SEGÚN TRAMO CON CAJA TÍPICA PARA VALVULA.	
TEE P.V.C. (AGUA POTABLE) DE TAMAÑO VARIABLE SEGÚN TRAMO	
CRUZ P.V.C. (AGUA POTABLE) DE TAMAÑO VARIABLE SEGÚN TRAMO	
CODO P.V.C. (AGUA POTABLE 90°) DE TAMAÑO VARIABLE SEGÚN TRAMO	

E.P.S		
MUNICIPALIDAD ZARAGOZA, CHIMALTENANGO		
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL AREA URBANA, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO		
CONTENIDO: PLANTA DE ACCESORIOS Y TUBERÍA		
DIBUJO: JUAN B. MENDOZA	E.P.S. ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ	
CALCULO: JUAN B. MENDOZA	ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ ASESOR SUPERVISOR	
FECHA: 18/08/2018	ESCALA: 1:6000	8 / 16

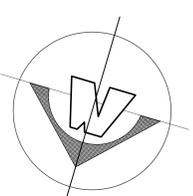
ZONA 1

ZONA 2

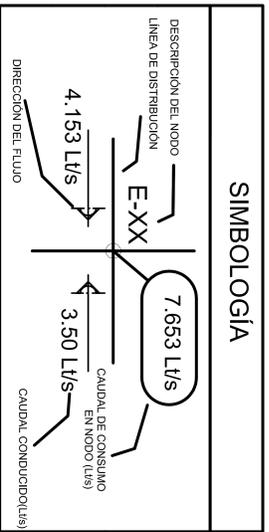
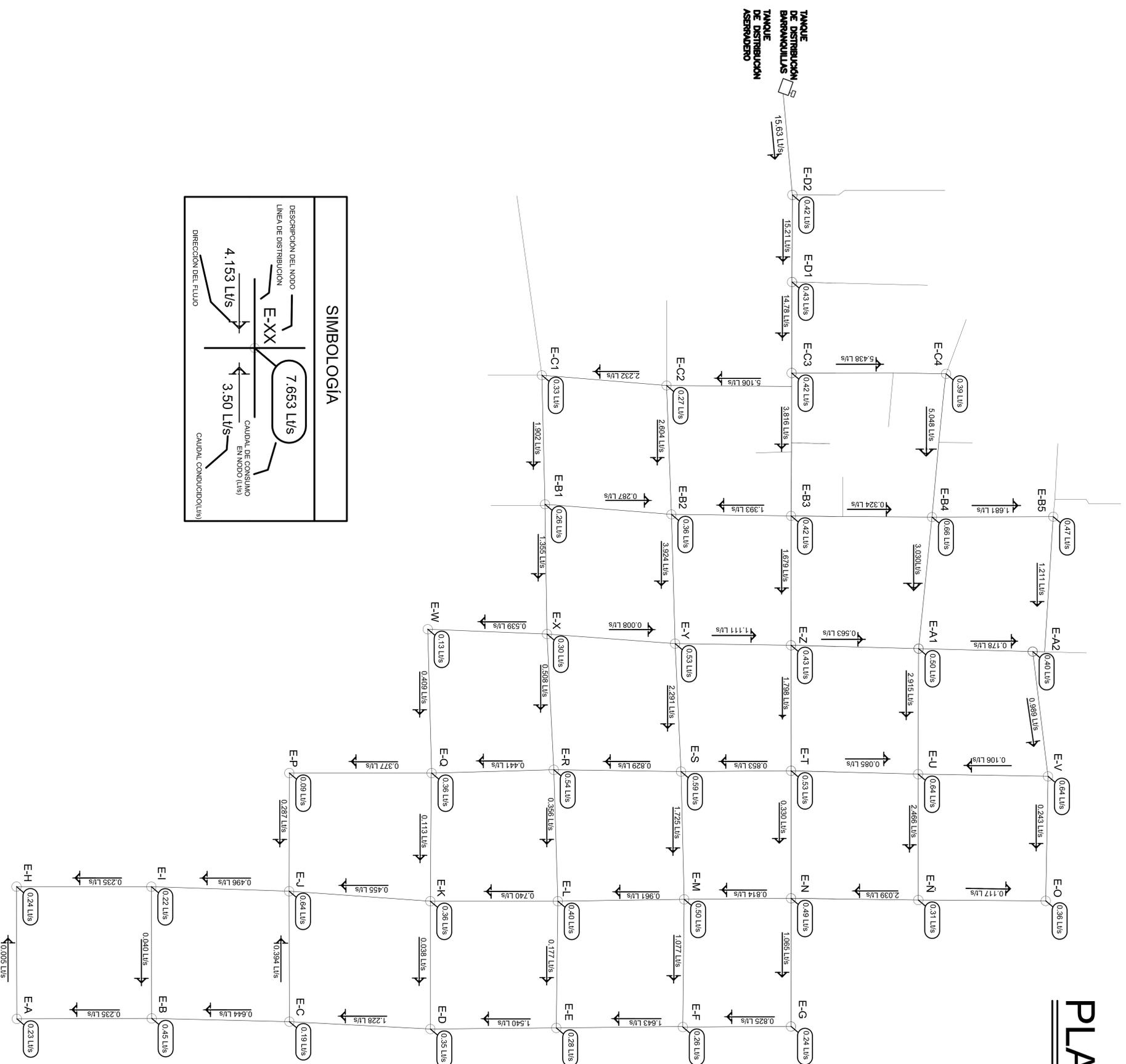


PLANTA DE LONGITUD DE TRAMOS

ESCALA: 1:6,000

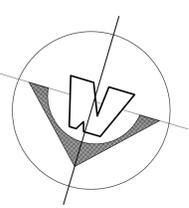


E.P.S			
MUNICIPALIDAD ZARAGOZA, CHIMALTENANGO		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL AREA URBANA, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO			
CONTENIDO: PLANTA DE LONGITUD DE TRAMOS		E.P.S. ING.: OSCAR ARGUETA HERNANDEZ	
DIBUJO: JUAN B. MENDEZ	DISEÑO: JUAN B. MENDEZ	VALOR: ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ ASESOR SUPERVISOR	FECHA: 09/16/2016

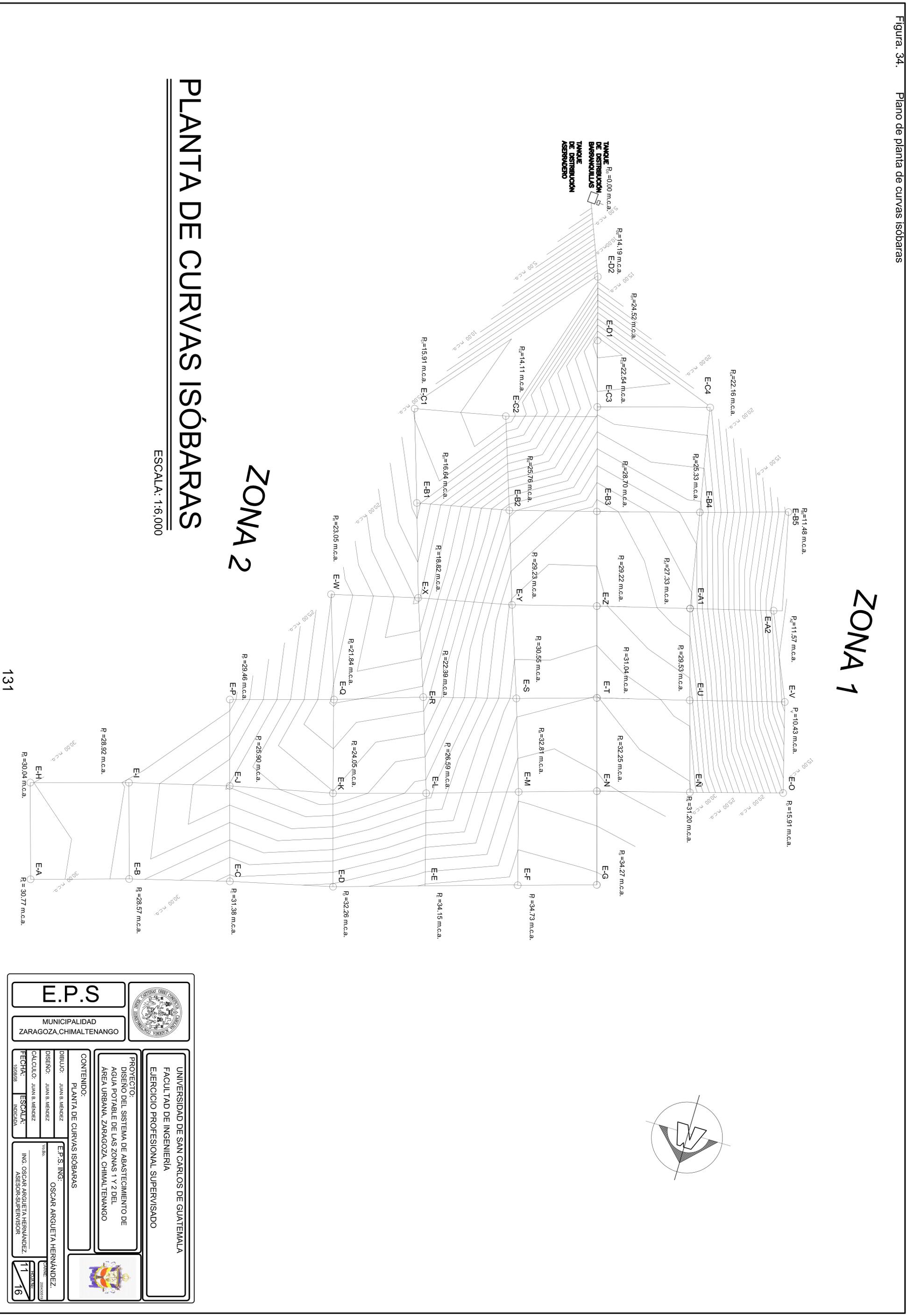


PLANTA DE DIAGRAMA DE FLUJO

ESCALA: 1:6,000



E.P.S			
MUNICIPALIDAD ZARAGOZA, CHIMALTENANGO		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL AREA URBANA, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO			
CONTENIDO: DIAGRAMA DE FLUJO		E.P.S. ING.: OSCAR ARGUETA HERNANDEZ	
DIBUJO: JUAN B. MENDEZ	ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ		
DISENO: JUAN B. MENDEZ	ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ	FECHA: 10/16	
CALCULO: JUAN B. MENDEZ	ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ	ESCALA: 1:6,000	
FECHA: 10/16	ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ	ASERVISOR	



ZONA 2

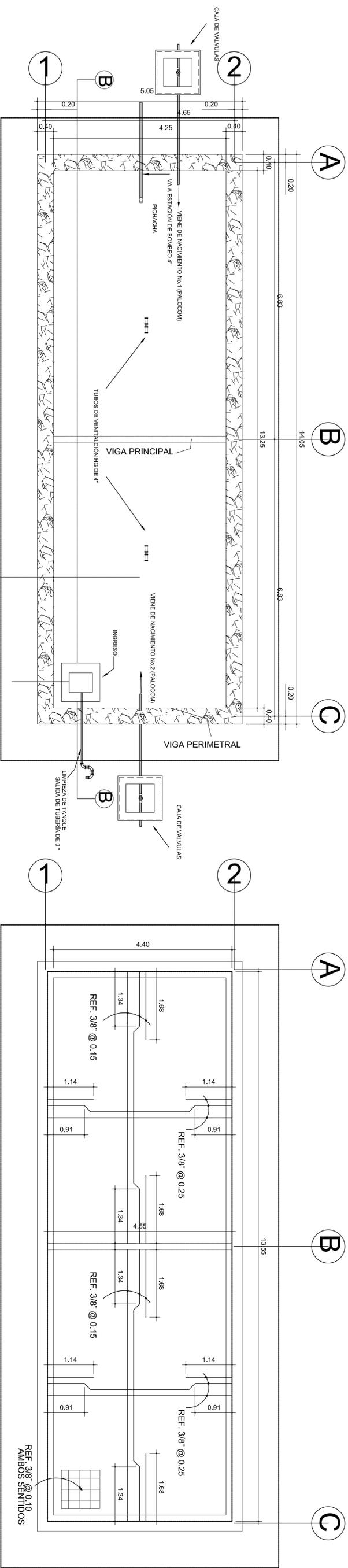
ZONA 1

PLANTA DE CURVAS ISÓBARAS

ESCALA: 1:6,000

E.P.S		
MUNICIPALIDAD ZARAGOZA, CHIMALTENANGO		
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL ÁREA URBANA, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO		
CONTENIDO: PLANTA DE CURVAS ISÓBARAS		
DIBUJO: JUAN B. MENDOZ DISEÑO: JUAN B. MENDOZ CÁLCULO: JUAN B. MENDOZ	E.P.S. ING: OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ. INGENIERO	
FECHA: 11/16 ESCALA: INDICADA	ING. OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ ASISOR-SUPERVISOR	

Figura. 36. Plano de detalle de tanque de alimentación

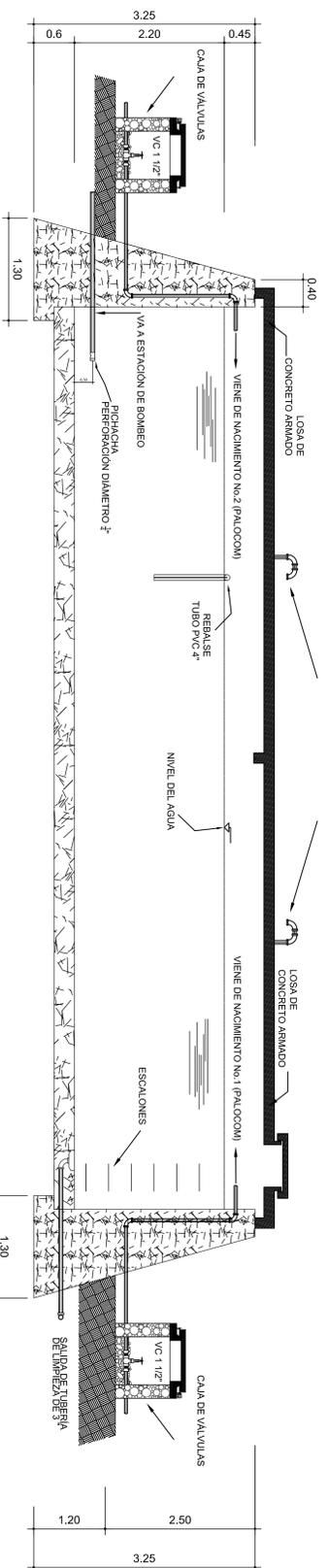


PLANTA TANQUE DE ALIMENTACIÓN

ESCALA : 1: 150

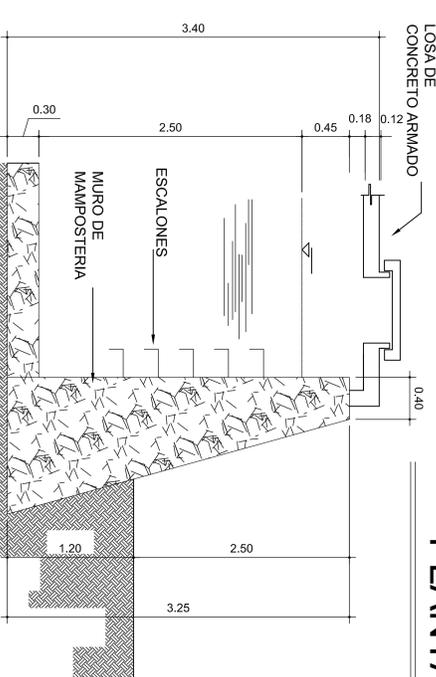
PLANTA LOSA

ESCALA : 1: 150



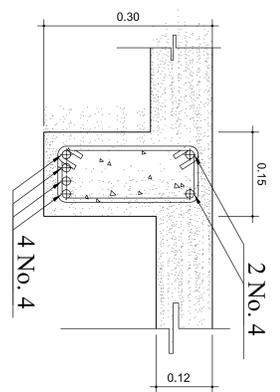
SECCION B-B

ESCALA : 1: 150



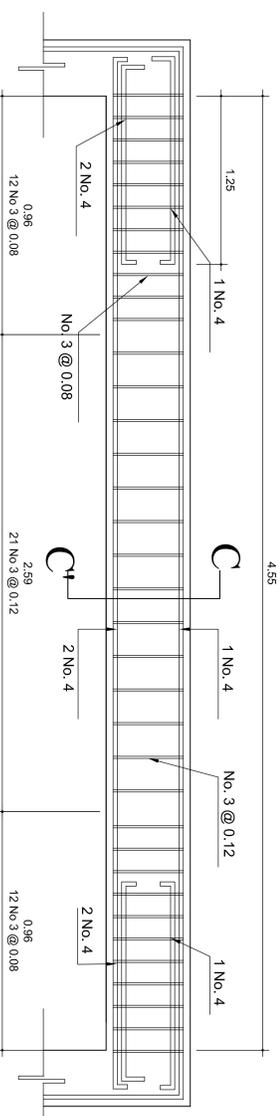
SECCION A

ESCALA : 1: 100



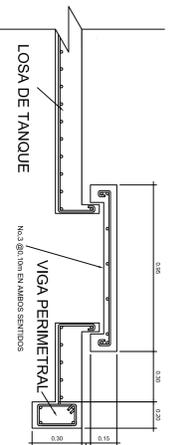
SECCION C C'

SIN ESCALA



DETALLE DE VIGA PRINCIPAL

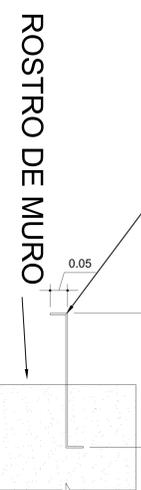
SIN ESCALA



DETALLE DE INGRESO A TANQUE DE ALIMENTACIÓN

SIN ESCALA

ESCALONES REF 3/4"



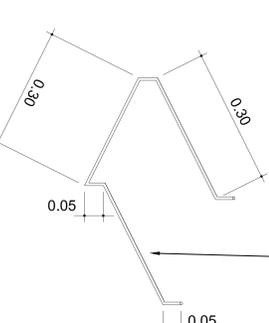
SECCION DE ESCALÓN

SIN ESCALA

ESPECIFICACIONES

EL PRIMER ESCALON ESTARÁ A 0.58 M DEL NIVEL EXTERIOR DE LA TAPADERA, LOS DEMÁS A 0.30 M
LOS ESCALONES SE HARÁN DE VARILLAS CORRUGADAS DE DIÁMETRO 3/4"

ESCALONES REF 3/4"

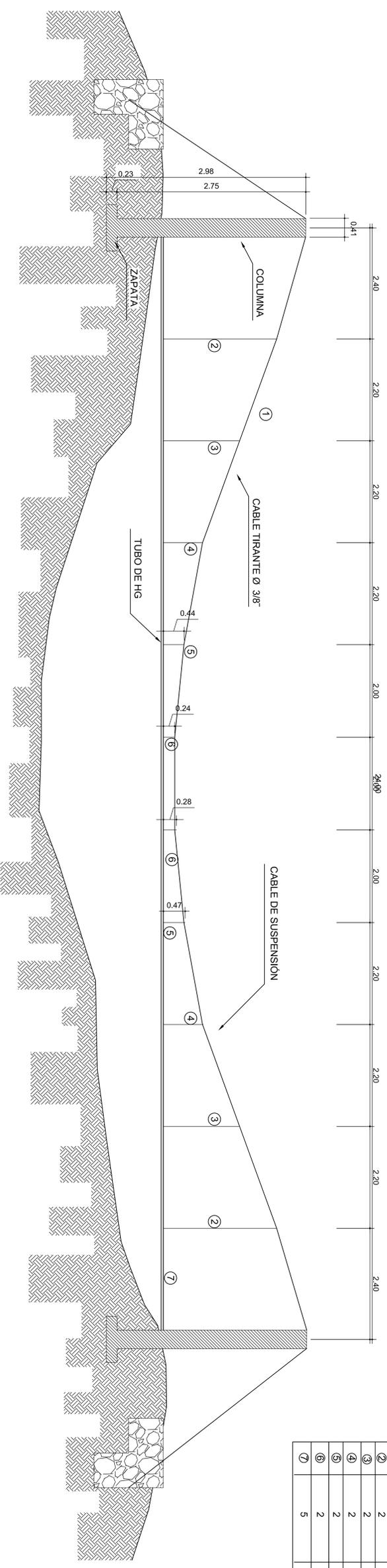


ISOMÉTRICO DE ESCALÓN

SIN ESCALA

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
EL CONCRETO CICLOPEO SE HARÁ DE LA SIGUIENTE MANERA:
33% piedra bola
67% concreto
RESISTENCIA ESPECIFICADA DEL CONCRETO
F_C= 210 Kg/cm²
FLUENCIA ESPECIFICADA DEL ACERO
F_y= 2,810 Kg/cm²

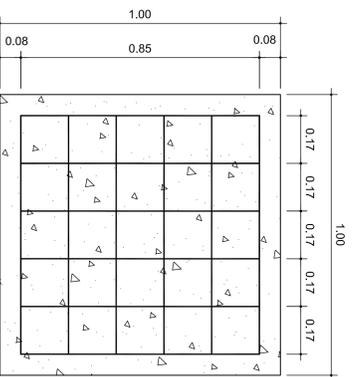
S.P.S.		MUNICIPALIDAD ZARAGOZA, CHIMALTENANGO	
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
<p>PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL AREA URBANA, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO</p> <p>CONTENIDO: DETALLE DE TANQUE DE ALIMENTACIÓN</p>			
<p>DIBUJO: JUAN B. MENDEZ</p> <p>DISÑO: JUAN B. MENDEZ</p> <p>CALCULO: JUAN B. MENDEZ</p> <p>FECHA: MARZO 2008</p>	<p>E.P.S. ING.: OSCAR ARGUETA HERNANDEZ</p> <p>ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ ASESOR SUPERVISOR</p>	<p>FECHA: MARZO 2008</p> <p>ESCALA: 1:100</p> <p>NO.: 13</p> <p>DE: 16</p>	



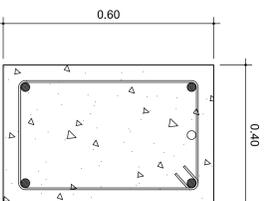
No.	CANTIDAD	DESCRIPCIÓN
①	1	Cable Tirante L = 36.00
②	2	Cable Tirante L = 2.00
③	2	Cable Tirante L = 1.75
④	2	Cable Tirante L = 1.50
⑤	2	Cable Tirante L = 1.00
⑥	2	Cable Tirante L = 0.75
⑦	5	Tubo de HG L = 24.00 MTS

ELEVACIÓN LATERAL PASO AEREO

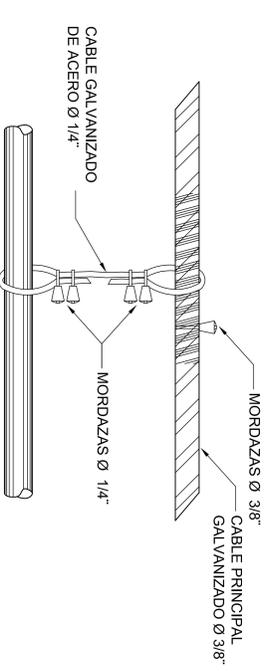
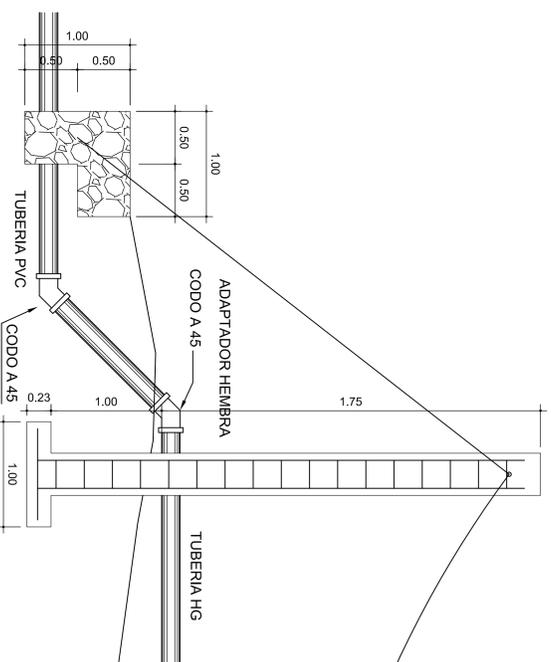
SIN ESCALA



REF. 6 # 4 @ 0.17
EN AMBOS SENTIDOS



REF. 4 # 6 + 1 # 3
+ EST. # 2 @ 0.10

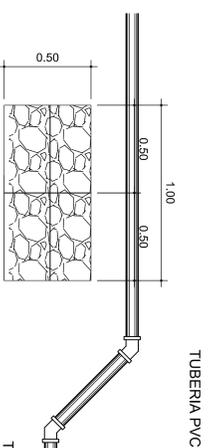


DETALLE DE SUSPENSIÓN

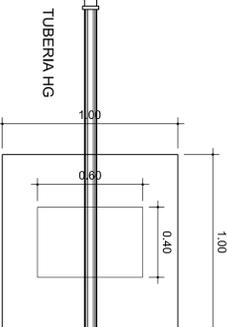
SIN ESCALA

DETALLE ZAPATA

ESCALA : 1: 25



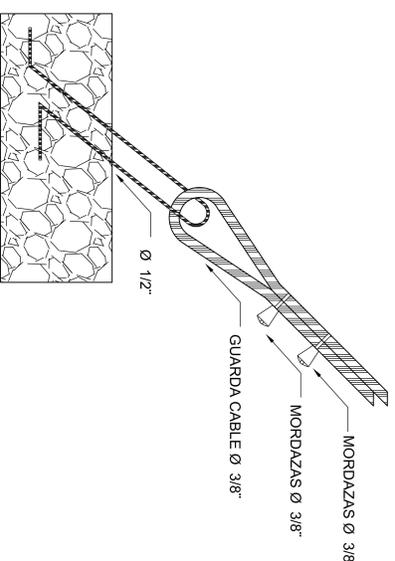
TUBERIA PVC



CABLE DE ACERO GALVANIZADO

DETALLE COLUMNA

ESCALA : 1: 20

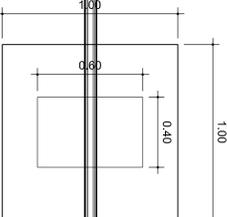


ELEVACIÓN DE ANCLAJE

SIN ESCALA

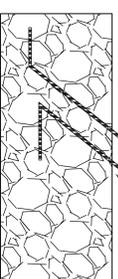
DETALLE DE ANCLAJE

ESCALA : 1: 40



DETALLE DE ANCLAJE

SIN ESCALA



F.P.S			
MUNICIPALIDAD ZARAGOZA, CHIMALTENANGO		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LAS ZONAS 1 Y 2 DEL AREA URBANA, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO			
DIBUJO: JUAN B. MENDEZ DISEÑO: JUAN B. MENDEZ CALCULO: JUAN B. MENDEZ FECHA: 14/08/08		E.P.S. ING.: OSCAR ARGUETA HERNANDEZ ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ, ASESOR SUPERVISOR	
CONTENIDO: DETALLE DE PASO AEREO		ESCALA: 14/16 	

