



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE, PARA EL CASERÍO EL CHILAR DE LA ALDEA
SANTA ELENA Y DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA
LA ALDEA SHUSHO ARRIBA, DEL MUNICIPIO DE
CHIQUMULA, DEPARTAMENTO DE CHIQUMULA**

Angel Arturo Arenas Lucas

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, marzo de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, PARA
EL CASERÍO EL CHILAR DE LA ALDEA SANTA ELENA Y DISEÑO DE
MURO DE CONTENCIÓN, PARA LA ALDEA SHUSHO ARRIBA, DEL
MUNICIPIO DE CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

ANGEL ARTURO ARENAS LUCAS

ASESORADO POR EL INGENIERO MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA
OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2008

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 Angel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Ángel Roberto Sic García
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne 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, PARA EL CASERÍO EL CHILAR DE LA ALDEA SANTA ELENA Y DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA LA ALDEA SHUSHO ARRIBA, DEL MUNICIPIO DE CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 19 de octubre de 2006.

Angel Arturo Arenas Lucas

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS

Por haberme dado la fortaleza y el entendimiento necesario, por ser esa luz que me guió en el camino para poder alcanzar esta importante meta en mi vida.

MIS PADRES

Angel Arturo Arenas Trujillo y Floridalma Lucas de Arenas, quienes gracias a todo su amor, paciencia y sabiduría comparten hoy conmigo la realización de este sueño.

MIS HERMANAS

Alma Lucrecia, María Alejandra y Sandra María, por brindarme todo su apoyo

MI NOVIA

Nancy Cristina Campos Aguilar, por brindarme todo su amor, apoyo, comprensión incondicional y por tener la dicha de compartir este momento tan importante de mi vida contigo.

MI FAMILIA

Por brindarme todo su apoyo en especial a mis abuelas Colo, Tere y a mi abuelo Carlos, a mis tíos, tías, primos y sobrinos.

AGRADECIMIENTOS A:

**LA UNIVERSIDAD DE SAN
CARLOS DE GUATEMALA Y A LA
FACULTAD DE INGENIERÍA**

Por abrirme las puertas de sus aulas para mi formación profesional.

**A LA MUNICIPALIDAD DE
CHIQUMULA Y A LA OFICINA
MUNICIPAL DE PLANIFICACIÓN**

Por haberme permitido realizar mi Ejercicio Profesional Supervisado, en dicha institución.

**AL SEÑOR BOANERGES
ROSALES, PRESIDENTE DEL
COCODE DEL CASERÍO EL
CHILAR**

Gracias por su apoyo brindado para la realización del presente trabajo de graduación.

**A LA FAMILIA MORATAYA
SALGUERO**

En especial a doña Tirza y a don Rodrigo, quienes amablemente me albergaron en el seno de su hogar.

A MIS AMIGOS DE CHIQUMULA

Gracias por brindarme todo su apoyo, en especial a Chiqui, Paolo, Ludvin, Saúl, Danny, Fredy, Maco, Rafa, Coralia, Gustavo De La Cruz, y a Henry Álvarez.

A MIS AMIGOS

Raúl, Luis, Selvyn, Mariano, Ronald, Jacobo, Percy, Carlos, Walter, Carlos Lobos, Cesar, Luis Fernando, Edgar. Gracias por ser siempre incondicionales.

**AL INGENIERO MANUEL
ALFREDO ARRIVILLAGA**

Gracias por transmitirme su experiencia y por el apoyo brindado hacia mi persona

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XVII
OBJETIVOS	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI
1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL CASERÍO EL CHILAR, ALDEA SANTA ELENA	
1.1. Antecedentes históricos	1
1.2. Ubicación y vías de acceso	1
1.3. Características climáticas	2
1.4. Características económicas	2
1.5. Población	2
1.6. Educación	3
1.7. Servicios básicos existentes	3
2. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, PARA EL CASERÍO EL CHILAR DE LA ALDEA SANTA ELENA	5
2.1. Fuentes de agua	5
2.2. Aforo de la fuente de agua	6
2.3. Estudio de la calidad del agua y sus normas	7
2.3.1. Examen bacteriológico	7

2.3.2. Análisis físico químico sanitario	8
2.4. Levantamiento topográfico	9
2.4.1. Planimetría	9
2.4.2. Altimetría	10
2.5. Diseño hidráulico del proyecto	11
2.6. Período de diseño	11
2.7. Cálculo poblacional	12
2.7.1. Método de incremento aritmético	13
2.7.2. Método de incremento geométrico	13
2.8. Dotación	14
2.9. Factores de consumo	15
2.9.1. Factor de día máximo (FDM)	15
2.9.2. Factor de hora máxima (FHM)	15
2.10. Diseño hidráulico del sistema	16
2.10.1. Parámetros de diseño	16
2.10.2. Caudales de diseño	17
2.10.2.1. Caudal medio diario (Q_m)	17
2.10.2.2. Caudal máximo diario (Q_c)	17
2.10.3. Línea de conducción	18
2.10.3.1. Diseño hidráulico de la línea de conducción	18
2.10.3.2. Diámetro de la tubería	19
2.10.3.3. Presión en tuberías	22
2.10.3.3.1. Cota piezométrica (C_p)	22
2.10.3.3.2. Presión dinámica (P_d)	22
2.10.3.4. Verificación de velocidades	22
2.10.4. Diseño del tanque de distribución	24
2.10.4.1. Volumen del tanque	24
2.10.5. Línea de distribución	24
2.10.5.1. Caudales de diseño	25

2.10.5.1.1.	Caudal máximo horario (Qd)	25
2.10.5.1.2.	Caudal por vivienda (Qv)	26
2.10.5.1.3.	Caudal instantáneo (Qi)	26
2.10.5.2.	Diseño hidráulico de la línea de distribución	27
2.10.5.3.	Presión en tuberías	28
2.10.5.3.1.	Cota piezométrica (Cp)	28
2.10.5.3.2.	Presión dinámica (Pd)	29
2.10.5.4.	Verificación de velocidades	29
2.11.	Obras de arte	30
2.11.1.	Caja rompe presión	30
2.11.2.	Conexión domiciliar	30
2.11.3.	Pasos aéreos y de zanjones	31
2.12.	Tratamiento	31
2.12.1.	Desinfección y control de la calidad del agua	32
2.12.1.1.	Desinfección	32
2.12.1.2.	Sustancia empleada	32
2.12.1.3.	Preparación de la solución	32
2.12.1.4.	Hipocloradores	33
3.	CÁLCULO DEL PRESUPUESTO DEL	
	PROYECTO DE AGUA, PARA EL CASERÍO EL CHILAR	35
3.1.	Presupuesto	35
3.2.	Renglones de trabajo	35
3.3.	Materiales locales	35
3.4.	Materiales no locales	36
3.5.	Cálculo del presupuesto por renglones de trabajo	36
3.6.	Programa de operación y mantenimiento	37
3.6.1.	Operación	38

3.6.2. Mantenimiento	38
3.6.3. Administración del programa de operación y mantenimiento	38
3.7. Propuesta de tarifa	40
3.7.1. Costo de operación (O)	40
3.7.2. Costo de mantenimiento (M)	41
3.7.3. Costo de tratamiento (T)	41
3.7.4. Costo de administración (A)	42
3.7.5. Costo de reserva (R)	42
3.7.6. Tarifa calculada	43
3.8. Evaluación de impacto ambiental	43
3.8.1. Impacto ambiental en construcción	44
3.8.2. Impacto ambiental en operación	44
4. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ALDEA SHUSHO ARRIBA	45
4.1. Ubicación y vías de acceso	45
4.2. Características climáticas	45
4.3. Características económicas	45
4.4. Población	46
4.5. Educación	46
4.6. Servicios básicos existentes	46
5. PRINCIPIOS DE MECÁNICA DE SUELOS Y SUS APLICACIONES EN MUROS DE CONTENCIÓN	47
5.1. Ensayos de laboratorio de suelos necesarios	47
5.1.1. Resistencia al corte	47

5.1.2. Prueba de compresión triaxial	48
5.2. Teoría de presión de suelos	49
5.2.1. Ángulo de talud natural	49
5.2.2. Cohesión	49
5.2.3. Peso del suelo	50
5.2.4. Sobrecargas	50
5.2.5. Empujes	50
5.3. Teorías de empuje de tierras	51
5.3.1. Teoría de Rankine del empuje de tierra	51
5.3.1.1. Presión activa de tierra de Rankine	53
5.3.1.1.1. Presión activa de tierra de Rankine para terraplén inclinado	55
5.3.1.2. Presión pasiva de tierra de Rankine	56
5.3.1.2.1. Presión pasiva de tierra de Rankine para relleno inclinado	58
5.4. Estabilidad y protección de taludes	59
5.5. Estructuras de contención	59
5.5.1. Muros de contención de gravedad	59
5.5.2. Muros de contención en voladizo	60
5.5.3. Muros de contención con contrafuertes	60
5.5.4. Muros de mampostería	61
5.5.5. Tablaestacas	61
6. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO, PARA LA ALDEA SHUSHO ARRIBA	63
6.1. Descripción general del proyecto	63
6.2. Resultados de la prueba de compresión triaxial	63
6.3. Dimensionamiento de muros de contención	64

6.4. Aplicación de las teorías de la presión lateral de tierra al diseño	65
6.4.1. Revisión de la estabilidad	66
6.4.1.1. Revisión por volteo	67
6.4.1.2. Revisión por deslizamiento a lo largo de la base	69
6.4.1.3. Revisión de la falla por capacidad de apoyo	71
6.5. Diseño de muro de contención en voladizo	76
6.5.1. Parámetros de diseño	76
6.5.2. Dimensionamiento	76
6.5.3. Revisión de la estabilidad	77
6.5.3.1. Factor de seguridad contra volteo	78
6.5.3.2. Factor de seguridad contra deslizamiento	79
6.5.3.3. Factor de seguridad contra falla por capacidad de apoyo	80
6.6. Diseño del armado del muro	83
6.6.1. Diseño del armado de la cortina	83
6.6.2. Diseño del armado de la losa de base	86
6.6.2.1. Diseño del armado del puntal	86
6.6.2.2. Diseño del armado del talón	89
6.7. Drenaje	91
6.8. Cálculo del presupuesto por renglones de trabajo	92
CONCLUSIONES	95
RECOMENDACIONES	97
BIBLIOGRAFÍA	99
APÉNDICE	101
ANEXO	133

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Esfuerzos en el punto A debajo de de la superficie horizontal	52
2. Presión activa de Rankine	53
3. Envolvente de falla de Mohr para la presión activa de Rankine	54
4. Diagrama de presión activa sobre el muro	55
5. Presión activa de Rankine para terraplén inclinado	56
6. Presión pasiva de Rankine	57
7. Envolvente de falla de Mohr para la presión pasiva de Rankine	57
8. Diagrama de presión pasiva sobre el muro	58
9. Dimensionamiento de muros de contención en voladizo	65
10. Teoría de presión lateral de tierra de Rankine	66
11. Revisión por volteo	67
12. Revisión por falla de capacidad de carga	71
13. Dimensionamiento de muro	76
14. Factor de seguridad contra deslizamiento	79
15. Factor de seguridad contra falla por capacidad de apoyo	80
16. Fuerzas que actúan sobre la cortina	83
17. Distribución de cargas bajo la losa de la base	86
18. Diagrama de cargas de la losa del puntal	87

19. Diagrama de cargas de la losa del talón	89
20. Planta de conjunto	118
21. Planta perfil línea de conducción	119
22. Planta perfil línea de distribución 1	120
23. Planta perfil línea de distribución 2	121
24. Tanque de captación	122
25. Tanque de distribución 1	123
26. Tanque de distribución 2	124
27. Caja rompe presiones	125
28. Pasos aéreos y de zanjones	126
29. Detalles de paso aéreo e hipoclorador	127
30. Detalles de muro de contención	128
31. Informe de análisis bacteriológico	133
32. Informe de análisis físico químico	134
33. Informe de ensayo de compresión triaxial	135

TABLAS

I. Aforo volumétrico de la fuente	7
II. Resumen de renglones de trabajo del proyecto de agua	37
III. Procedimiento para el cálculo de ΣM_R	68
IV. Cálculo de ΣM_R	78
V. Resumen de renglones de trabajo del muro de contención	93
VI. Libreta topográfica línea de conducción	101
VII. Libreta topográfica línea de distribución 1	102
VIII. Libreta topográfica línea de distribución 2	103
IX. Diseño hidráulico línea de conducción	104
X. Diseño hidráulico línea de distribución	105
XI. Presupuesto del proyecto de agua del caserío El Chilar	107
XII. Presupuesto del muro de contención para la aldea Shusho Arriba	119

LISTA DE SÍMBOLOS

$A_{S_{Min}}$	Área de acero mínima
$A_{S_{Req}}$	Área de acero requerida
A_{S_t}	Área de acero por temperatura
C	Cohesión del suelo
C_p	Cota piezométrica
cm^2	Centímetros cuadrados
cm^3	Centímetros cúbicos
d	Peralte efectivo
FDM	Factor de día máximo
FHM	Factor de hora máxima
$f'c$	Resistencia a la compresión del concreto
F_s	Factor de seguridad
f_y	Resistencia a la fluencia del acero
h_f	Pérdida localizada de carga
K_a	Coefficiente de presión activa de Rankine
Kg	Kilogramos
Kg/m^2	Kilogramo por metro cuadrado
Kg/m^3	Kilogramo por metro cúbico
K_p	Coefficiente de presión pasiva de Rankine
$l/hab/día$	Litros por habitante por día
l/s	Litros por segundo
m^2	Metros cuadrados
m^3	Metros cúbicos
M_r	Momento resultante
m	Metros

m.c.a.	Metros columna de agua
m/s	Metros por segundo
Mu	Momento flector mayorado
Pd	Presión dinámica
PVC	Cloruro de Polivinilo
Qc	Caudal máximo diario
Qd	Caudal máximo horario
Qi	Caudal instantáneo
Qm	Caudal medio diario
qu	Capacidad última de carga del suelo
Qv	Caudal por vivienda
Ton/m²	Tonelada por metro cuadrado
Ton/m³	Tonelada por metro cúbico
Vu	Fuerza de corte mayorada
Wc	Carga del concreto
Ws	Carga del suelo
α	Ángulo de inclinación del relleno sobre el muro
γ_c	Peso específico del concreto armado
γ_s	Peso específico del suelo
δ	Tasa de crecimiento poblacional
ΣM_o	Sumatoria de momentos de volteo
ΣM_R	Sumatoria de momentos resistentes
ΣV	Sumatoria de fuerzas verticales
φ	Ángulo de fricción interna del suelo
φMn	Resistencia al momento flector de diseño
φVn	Resistencia al cortante de diseño

GLOSARIO

Aforo	Medir la cantidad de agua que lleva una corriente por unidad de tiempo.
Agua potable	Agua sanitariamente segura que es agradable a los sentidos y es adecuada para el consumo humano.
Altimetría	Parte de la topografía que trata de la medición de las diferencias de nivel de un terreno.
Análisis bacteriológico	Análisis que proporciona información sobre la cantidad y tipo de microorganismos presentes en el agua.
Análisis químico sanitario	Análisis que proporciona información sobre las características físicas y químicas del agua y si esta es apta para consumo humano.
Azimut	Es el ángulo formado por la dirección horizontal y la del norte verdadero, determinado astronómicamente. El azimut se mide en el plano horizontal en el sentido de las agujas del reloj.

Caudal	Cantidad de agua que corre en un tiempo determinado.
Consumo	Volumen de agua que es utilizado. Está en función de una serie de factores inherentes a la propia localidad que se abastece, por lo que varía de una población a otra.
Demanda	Es la cantidad de agua que una población requiere para satisfacer sus necesidades básicas.
Desinfección	Eliminar a una cosa la infección o la propiedad de usarla, destruyendo los gérmenes nocivos o evitando su desarrollo.
Dotación	Cantidad de agua asignada por habitante diariamente para satisfacer sus necesidades, afectado por factores tales como el clima, condiciones socioeconómicas, tipo de abastecimiento.
Hipoclorador	Dispositivo que sirve para la dosificación de hipoclorito de calcio, el cual se coloca a la entrada de un tanque de almacenamiento de agua.
Momento	Producto de una fuerza por la distancia perpendicular a la línea de acción de la fuerza al eje de rotación.
Piezométrica	Cargas ocasionadas por la presión, en el funcionamiento hidráulico de la tubería.

Planimetría	Es la proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario, que es la superficie media de la tierra y que toma un punto de referencia para su orientación.
Pérdida de carga	Es la energía por masa unitaria de agua que causa la resistencia superficial dentro del conducto, se convierte de energía mecánica a energía térmica. El agua pierde energía por frotamiento con las paredes de la tubería, las asperezas, la rugosidad, los cambios de diámetros y los cambios de dirección.
Presión	Carga o fuerza total que actúa sobre una superficie. En hidráulica, expresa la intensidad de fuerza por unidad de superficie.
Voladizo	Método para el diseño de muros de contención, llamado así debido a que la cortina o losa vertical soportada en su base horizontal actúa como una viga en voladizo, que resiste el empuje de la tierra.

RESUMEN

El presente informe final expone el desarrollo de dos proyectos de infraestructura, para el municipio de Chiquimula, tal como lo es el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío El Chilar, de la aldea Santa Elena; así como el diseño de un muro de contención para la aldea Shusho Arriba.

El proyecto de agua consiste en un sistema de distribución de ramales abiertos que trabaja por gravedad, el cual cuenta con 894 metros de línea de conducción y 1788 metros de línea de distribución. El sistema cuenta con un tanque de almacenamiento con una capacidad de 10 metros cúbicos, además para disminuir las altas presiones que el sistema por gravedad genera en las tuberías y accesorios en la línea de distribución se diseñó una caja rompe presiones, de un metro cúbico, en un lugar estratégico como lo indica el juego de planos.

La tubería a utilizarse es de cloruro de polivinilo (PVC) con una presión de trabajo de 160 y 125 PSI de diámetros de 2, 1 ¼ y 1 pulgadas. También se colocará tubería de hierro galvanizado (HG) de diámetros de 2 y 1 pulgadas, en aquellos tramos en donde la tubería deba quedar expuesta. El sistema tendrá un total de 27 conexiones de tipo predial, las cuales consisten en dotar de un grifo por vivienda.

Asimismo se diseñó un muro de contención en voladizo, construido de concreto armado, con el fin de proteger un talud de una altura aproximada de 7 metros. El talud a proteger cuenta con una longitud aproximada de 20 metros, para lo que se requirió diseñar 5 módulos de una longitud de 4 metros cada uno. El muro contará con un sistema de drenaje conformado por lloraderos, los cuales están hechos de tubería PVC de 3 pulgadas de diámetro espaciados a una distancia de 1.50 metros en el sentido vertical y a una distancia de 2 metros en el sentido horizontal. Además se colocará en la parte posterior del muro una capa de pedrín triturado de 20 centímetros de espesor.

OBJETIVOS

General

Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable, para el caserío El Chilar de la aldea Santa Elena, solucionando técnicamente la prioridad como proyecto de infraestructura para los habitantes del lugar y así reducir el riesgo al que están expuestos los habitantes de la aldea Shusho Arriba, a través del diseño de un muro de contención propiciando así la estabilidad necesaria para las viviendas afectadas de la comunidad.

Específicos

1. Proveer a los habitantes del caserío El Chilar, de una dotación de agua regular dentro de sus viviendas, que les permita desarrollar sus actividades cotidianas de una manera normal.
2. Evitar la propagación de enfermedades, sobre todo de de tipo gastrointestinal, ocasionada por el consumo de agua contaminada.
3. Ofrecer mayor seguridad y estabilidad para las viviendas de los habitantes afectados de la aldea Shusho Arriba.
4. Prevenir el riesgo latente de catástrofes de mayores consecuencias, ocasionadas por el derrumbe de taludes causados por los efectos de la naturaleza.

INTRODUCCIÓN

El agua es el componente principal de la materia viva. Constituye de 50 a 90% de la masa de los organismos vivos.

Siendo el agua un importante elemento para la vida, increíblemente y a pesar del desarrollo científico y tecnológico de la humanidad, aún en estos tiempos de grandes avances, constante investigación y admirables descubrimientos, existen colectividades humanas que viven sumergidas en un pasado primitivo. No se puede esconder la realidad de que en Guatemala hayan muchas comunidades que carecen de los servicios esenciales tales como el agua potable, el fluido eléctrico, asistencia a la salud, a la educación y a otra serie de elementos de infraestructura tan importantes para el desarrollo sostenido de las poblaciones que están asentadas en parajes distantes de los centros urbanos que si los poseen lo cual denota una dramática desigualdad de oportunidades para el desarrollo social.

Como parte del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), se tuvo la oportunidad de asistir al llamado de una comunidad ubicada en el municipio de Chiquimula, distante apenas veinte kilómetros de la cabecera municipal, para hacer un estudio de factibilidad para la construcción de una red de agua potable, a un costo razonable, el cual deberá subvencionarse de manera bipartita (50% el ayuntamiento y 50% la comunidad) de tal forma que a futuro puedan contar con tan importante servicio pues, carecen del mismo.

Paradójicamente, cabe resaltar que esta comunidad tiene más de un siglo de existencia como tal y aún no tienen sistema de agua potable. Se trata del caserío El Chilar de la aldea Santa Elena ubicada en la parte sur del municipio.

Asimismo, cabe mencionar que dentro de este mismo Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) efectuado en Chiquimula, también se elaboro el diseño para la construcción de un muro de contención que evitará que a futuro la aldea Shusho Arriba pueda sufrir un deslizamiento de tierras, lo cual podría acarrear consecuencias fatídicas comparadas con la acontecida en Sololá durante la época lluviosa del 2006.

Es importante enfatizar que, muchos asentamientos humanos, por necesidad, se instalan imprudentemente en parajes que, por su estructura geológica, son terrenos inestables que con el correr del tiempo y por los efectos naturales y la influencia del ser humano, sufren una severa transformación, ya que, estos modifican su consistencia y los hacen frágiles e inseguros, motivo por el cual, las técnicas de ingeniería civil permiten instalar elementos que minimizan en gran medida que ocurran deslizamientos de tierra siempre que se instalen muros de contención adecuados para el caso.

1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL CASERÍO EL CHILAR, ALDEA SANTA ELENA

1.1. Antecedentes históricos

El caserío El Chilar fue fundado en el año de 1846 por los señores Ignacio Valdéz, Mercedes Pérez y Filadelfio Valdéz. Inicialmente a la comunidad se le conocía con el nombre de El Yajál pero debido a que en cada vivienda existían sembradíos de chile Chiltepe, los habitantes de la comunidad decidieron cambiar el nombre de la misma por el que actualmente lleva.

1.2. Ubicación y vías de acceso

El caserío El Chilar pertenece a la aldea Santa Elena del municipio de Chiquimula, se encuentra a una altitud de 581 metros sobre el nivel del mar, limita al norte con la aldea Vado Hondo del municipio de Chiquimula, al sur con el municipio de San Jacinto, al este con la aldea Santa Elena del municipio de Chiquimula y al oeste con la aldea Saspán del municipio de San José La Arada.

La comunidad en mención se encuentra a 17km de la cabecera municipal y es posible acceder a ella por medio de la carretera CA – 10, la cual conduce hacia las fronteras de Agua Caliente (Honduras) y Anguiatú (El Salvador).

1.3. Características climáticas

La región presenta un clima tropical húmedo, registrándose temperaturas medias máximas entre los 30 y 32 grados centígrados, entre los meses de marzo y abril, y las mínimas están entre los 18 y 22 grados centígrados en época lluviosa.

1.4. Características económicas

La principal actividad económica del caserío es la agricultura, de la que destacan los cultivos de productos alimentarios, siendo los de mayor comercialización: maíz, frijol, maicillo, zapote, jocote y chile pimiento.

Su producción artesanal es variada, sobresaliendo los productos de cerámica, jarcia, cuero, palma y otros.

1.5. Población

La población del caserío es de 162 habitantes, de los cuales 84 personas pertenecen al sexo femenino y 78 personas pertenecen al sexo masculino, según datos proporcionados por el XI Censo de Población y VI de Habitación 2002 del Instituto Nacional de Estadística (I.N.E.).

1.6. Educación

En el caserío se encuentra establecida una escuela primaria, donde se imparten clases a niños desde los 5 años de edad, contando con los grados de 1º a 6º primaria, los cuales representan el 23% de la población.

Según datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística, el 21% de la población sabe leer y escribir y tienen un nivel de escolaridad comprendido entre 1º y 4º grado de primaria. El restante 79 % de la población carece de educación alguna.

1.7. Servicios básicos existentes

La disponibilidad de servicios en la comunidad es casi nula, puesto que de las 27 viviendas únicamente 15 están conectadas a una red privada de distribución de agua, las 12 restantes tienen que abastecerse directamente del río que pasa por la comunidad.

No existe en la comunidad un centro de salud, por lo que se ven en la obligación de trasladarse al poblado más cercano en busca de atención médica. Por otra parte, tampoco cuentan con un sistema de alcantarillado sanitario para la correcta disposición de las aguas residuales por lo que recurren a la utilización de letrinas.

Tampoco existe en la comunidad el servicio de energía eléctrica y los caminos de acceso son de terracería, los cuales en época lluviosa se hacen difícil de transitar.

2. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, PARA EL CASERÍO EL CHILAR DE LA ALDEA SANTA ELENA

2.1. Fuentes de agua

Una fuente de agua es aquella que es capaz de proporcionar un volumen o cantidad de agua en cualquier época del año.

Las fuentes de agua pueden clasificarse de la siguiente manera:

- Agua de lluvia o meteóricas: estas se captan antes de llegar a la superficie terrestre en áreas expuestas a la precipitación pluvial, para su posterior almacenamiento en recipientes apropiados.
- Superficiales: se encuentran en el seno de los ríos, lagos, lagunas, cuencas de embalses, represas, etc.
- Subterráneas: son las que se infiltran en la tierra y afloran en forma de manantiales. Se localizan en zonas de cavidades conectadas entre sí, estas grandes zonas comprenden zonas más pequeñas llamadas zona de saturación y zona de aireación, las cuales están separadas por el nivel freático.

En la actualidad, la comunidad se encuentra asentada a orillas de la quebrada conocida por el nombre de El Tubiljá, de la cual se abastecen de agua. El Consejo Comunitario de Desarrollo (COCODE) del caserío El Chilar ha convenido utilizar la quebrada como fuente de abastecimiento para poder dotar de agua a todas las viviendas de la comunidad.

2.2. Aforo de la fuente de agua

Aforar es medir la cantidad de agua que produce una fuente, en un determinado tiempo con esto se determina el caudal, es decir, el volumen de agua que la misma es capaz de llenar por una unidad de tiempo.

Para poder determinar el caudal de la fuente se realizó un aforo volumétrico, el cual consiste en determinar en cuanto tiempo es posible llenar un recipiente que albergará un volumen de agua conocido. Para que exista veracidad en los datos, es necesario repetir el procedimiento por lo menos 4 veces y tomar como resultado final el promedio de los resultados obtenidos con anterioridad.

Para la práctica de este procedimiento se utilizó una cubeta de 5 galones y un cronometro, para medir el tiempo en que se llenaba el volumen anteriormente mencionado. Se tomaron 4 mediciones y luego de promediarlas se llegó a determinar la cantidad de agua que la fuente aporta. El resumen se presenta en la tabla siguiente:

Tabla I. Aforo volumétrico de la fuente.

No.	Tiempo (s)	Volumen (L)	Aforo (L/s)
1	2.13	18.93	8.89
2	2.00	18.93	9.47
3	1.79	18.93	10.58
4	1.81	18.93	10.56
Promedio			9.85

2.3. Estudio de la calidad del agua y sus normas

La calidad del agua tiene una relación estrecha con las características físicas, químicas y bacteriológicas que esta posea, dependiendo de las condiciones en que se encuentre la fuente. Es a través de ellas que se puede evaluar si el agua es apta o no para el consumo humano, es decir, que sea potable y que cumpla con lo establecido en la norma COGUANOR NGO 29001 de Especificaciones Para Agua Potable.

2.3.1. Examen bacteriológico

El objetivo primordial de esta prueba, es proporcionar toda la información relacionada con la potabilidad del agua, es decir, establecer la probabilidad de contaminación por microorganismos patógenos, tales como coliformes fecales, debido a que estos pueden transmitir enfermedades al consumirla. Este examen se apoya en métodos estadísticos, los cuales determinan el número más probable de bacterias presentes.

El examen bacteriológico es útil como control de calidad para verificación de contaminación y es el más importante referente a acueductos rurales, debido a que los resultados que se obtienen de la prueba sirven como información complementaria para recomendar y seleccionar el tipo de tratamiento que se le dará al agua para su potabilización y posterior utilización para consumo humano.

Según el Laboratorio de Química y Microbiología Sanitaria, de la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y el Centro de Investigaciones de Ingeniería, el resultado de la prueba bacteriológica realizada a la fuente revela que bacteriológicamente el agua es potable y que el único tratamiento que requiere para su consumo es el de desinfección con hipoclorito de calcio.

2.3.2. Análisis físico químico sanitario

Este análisis determina las características físicas del agua tales como el aspecto, el color, el olor, el sabor, la turbidez, la alcalinidad (PH) y dureza. También permite identificar que tipo de sustancias químicas están presentes, tales como hierro, calcio, manganeso, nitritos, sulfatos, fluoruros, cloruros, etc. que puedan afectar la calidad del agua y así dañar la salud.

El análisis químico sanitario realizado por el Laboratorio de Química y Microbiología Sanitaria, de la ERIS y el CII demostró que el agua cumple con la Norma COGUANOR NGO 29001 de Especificaciones de Agua Potable, e indica que estas determinaciones se encuentran dentro de los límites máximos aceptables concluyendo así que el agua es adecuada para el consumo humano como lo demuestra el informe que se muestra en la figura 32 del anexo.

2.4. Levantamiento topográfico

Con el fin de obtener los datos necesarios respecto a las características del terreno se procedió a hacer el levantamiento topográfico, el cual nos permitirá realizar el trazo correspondiente a la línea que unirá a la fuente de abastecimiento de agua seleccionada con el núcleo poblado así como de los ramales principales y secundarios que puedan ser utilizados para la instalación de las tuberías de distribución de agua. Es necesario para proyectos de acueductos rurales realizar tanto levantamientos planimétricos como altimétricos.

Tomando en cuenta las características del terreno así como la dispersión de las viviendas en el caserío se procedió a realizar el levantamiento topográfico del proyecto a través de una poligonal abierta, lo cual es muy común y recomendable para acueductos rurales.

2.4.1. Planimetría

Planimetría es el conjunto de trabajos efectuados para tomar en el campo los datos geométricos que permiten construir una figura semejante a la del terreno, proyecto sobre un plano horizontal.

Para realizar levantamientos planimétricos existen diferentes métodos, los que por su grado de exactitud se utilizan en diferentes tipos de trabajo; entre ellos están:

- a) Rumbos
- b) Conservación de Azimut
- c) Deflexiones

Para el diseño de este proyecto se realizó el levantamiento planimétrico utilizando el método de conservación de Azimut con vuelta de campana, para poligonal abierta. Este método tiene ventaja sobre los demás métodos en donde un simple valor angular da la dirección de la alineación a que corresponde, además este método es muy útil para aquellos levantamientos en donde hay que situar un gran número de detalles por observaciones lineales y angulares.

2.4.2. Altimetría

Altimetría es el conjunto de trabajos que proporcionan los elementos necesarios que determinan las diferencias de altura del terreno, para poder ser proyectado posteriormente en un plano vertical. Existen varios métodos, pero los básicos son los siguientes:

1. Nivelación diferencial: se llama así a la nivelación que tiene por objetivo determinar la distancia de elevación entre dos o más puntos del terreno sin tomar en cuenta las distancias que los separa uno de otro.
2. Nivelación taquimétrica o trigonométrica: esta tiene por objeto determinar la diferencia de alturas entre dos puntos, midiendo la distancia horizontal o inclinada que los separa y el ángulo vertical que forma la línea que les une con el plano horizontal que pasa por el punto donde se hace la observación.

Para el diseño de este proyecto se utilizó el método de nivelación taquimétrica, ya que este método es funcional para distancias menores a 300 metros. La libreta topográfica completa del proyecto se incluye en las tablas VI, VII y VIII del apéndice.

2.5. Diseño hidráulico del proyecto

Para abastecer de agua al caserío se adoptó diseñar un sistema por gravedad tomando en cuenta que las características topográficas de la comunidad permiten la implementación de este sistema, además se tiene la ventaja de que la comunidad puede abastecerse de una fuente propia que proporciona el caudal necesario y garantiza el funcionamiento hidráulico del sistema.

Por otra parte, tomando en cuenta que la comunidad carece de energía eléctrica es imposible la implementación de un sistema de abastecimiento por bombeo.

2.6. Período de diseño

Se denomina de esta manera al tiempo durante el cual la obra dará servicio satisfactorio para la población de diseño y esta comprendido entre la puesta en servicio del proyecto y el momento en que su uso sobrepasa las condiciones establecidas en el diseño, por falta de capacidad para prestar un buen servicio.

Para fijarlo se tomará en cuenta la vida útil de los materiales, costos y tasas de interés, población de diseño, comportamiento de la obra en sus primeros años y posibilidades de ampliación de acuerdo con el recurso agua.

Para el desarrollo de este proyecto se adoptó un período de diseño de 21 años, tal como lo recomienda la norma para el Diseño de Abastecimientos de Agua Potable para Zonas Rurales de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales UNEPAR.

2.7. Cálculo poblacional

Para el diseño de cada una de las partes del sistema, es necesario hacerse el cálculo poblacional con el período de diseño correspondiente. Se recomienda utilizar como mínimo dos métodos estadísticos, siendo uno de ellos el método geométrico, con el objeto de obtener a través de la comparación entre ellos un resultado más real.

Se tomará información básica del Instituto Nacional de Estadística (INE), registros municipales y de sanidad, censos escolares, etc. dado que el número de habitantes de un poblado varía con el tiempo y por lo general este número se incrementa en la mayoría de poblaciones, es necesario conocer el factor de crecimiento poblacional el cual puede determinarse a través de distintos métodos.

2.7.1. Método de incremento aritmético

Este método consiste en agregar a la población actual un número fijo de habitantes por cada período futuro. Se calcula a través de la siguiente expresión:

Donde:

$$Pf = PL + (PL - PE) * \left(\frac{Tm - Tl}{Tl - Te} \right)$$

Pf: Población futura.

PL: Población del último censo.

PE: Población del censo anterior al último censo.

Tm: Fecha de estimación futura.

Tl: Fecha del último censo.

Te: Fecha del censo anterior al último censo.

2.7.2. Método de incremento geométrico

$$Pf = Pa * (1 + \delta)^n$$

Donde:

Pf: Población futura.

Pa: Población actual.

δ : Tasa de crecimiento poblacional.

n: Período de diseño.

Para llevar a cabo la proyección a futuro del crecimiento poblacional del caserío se aplicó el método geométrico, basándose en los datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística (INE) y en la información recopilada en la comunidad por el Consejo Comunitario de Desarrollo (COCODE) del caserío El Chilar. De conformidad con lo anterior y utilizando el método geométrico, se obtuvieron los siguientes resultados:

$$Pa = 162 \text{ habitantes}$$

$$\delta = 3\%$$

$$n = 21 \text{ años}$$

$$Pf = (162) \times (1 + 0.03)^{21}$$

$$Pf = 302 \text{ habitantes}$$

2.8. Dotación

Es la cantidad de agua que le es asignada a cada persona en un día y es expresada en litros por habitante por día (l/hab/día).

La dotación debe cubrir las necesidades de consumo de la persona sin afectar sus actividades personales y laborales. Para poder dotar de agua a una comunidad, se deben tener en cuenta algunos factores importantes como lo son: clima, nivel de vida, actividad productiva y tipo de abastecimiento.

La norma para el Diseño de Abastecimientos de Agua Potable para Zonas Rurales de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales, UNEPAR recomienda los siguientes valores para asignar la dotación a una comunidad:

- Servicio a base de llena cántaros: 30 a 60 litros.
- Servicio mixto de llena cántaros y conexiones prediales: 60 a 90 litros.
- Servicio de conexiones prediales: 60 a 120 litros.
- Servicio de conexiones intradomiciliares: 90 a 170 litros.

Tomando en cuenta estos parámetros el proyecto queda dentro del rango de 60 a 120 l/hab/día, por lo que se asignará una dotación de 100 L/hab./día.

2.9. Factores de consumo

2.9.1. Factor de día máximo (FDM)

El factor de día máximo, compensa la variación en el consumo de agua por parte de la comunidad en un tiempo determinado y se calcula tabulando los datos de consumo durante un año.

Según UNEPAR, el factor de día máximo está entre 1.2 y 1.5 para poblaciones menores a 1,000 habitantes y 1.2 para poblaciones mayores a 1,000 habitantes, en nuestro caso usaremos el valor promedio que es 1.5.

2.9.2. Factor de hora máxima (FHM)

El factor de hora máxima sirve para compensar las variaciones en las horas de mayor consumo. Este factor se debe calcular tabulando los datos de consumo horarios; según UNEPAR este valor varía entre 2.0 a 3.0, para poblaciones menores a 1,000 habitantes, y 2.0 para poblaciones mayores a 1,000.

La selección del factor es inversamente proporcional al tamaño de la población a servir y se debe en su mayoría a que en comunidades pequeñas las actividades de la población, son realizadas por lo regular a la misma hora lo que hace que la demanda de agua suba. Tomando en cuenta todo lo anterior se tomará un valor de 3.0 para el diseño del proyecto.

2.10. Diseño hidráulico del sistema

2.10.1. Parámetros de diseño

Fuente:	Quebrada El Tubiljá
Aforo:	9.85 l/s
Período de diseño:	21 años
Tipo de distribución:	Conexiones prediales
Dotación:	100 l/hab/día
Población actual (2006):	162 habitantes
Población futura (2027):	302 habitantes
Viviendas actuales:	27 Viviendas
Habitantes por vivienda:	6 habitantes
Tasa de crecimiento:	3.0 %
Factor de día máximo:	1.5
Factor de hora máximo:	3.0
Porcentaje de almacenamiento:	30 %

2.10.2. Caudales de diseño

2.10.2.1. Caudal medio diario (Qm)

Es la cantidad de agua consumida por la población durante un día, se obtiene como el promedio de los consumos diarios en el período de un año.

Cuando no se tienen registros de consumos diarios se puede calcular como el producto de la dotación por el número de habitantes futuros a través de la siguiente expresión:

$$Q_m = \frac{(P_f) \times (\text{Dotación})}{86400}$$

Para calcular el caudal medio diario se utiliza la siguiente fórmula:

Pf = 302 habitantes

Dotación = 100 l/hab/día

$$Q_m = \frac{(302) \times (100)}{86400}$$

$$Q_m = 0.35 \text{ L/s}$$

2.10.2.2. Caudal máximo diario (Qc)

Es el máximo consumo en un día registrado durante un año y se obtiene de multiplicar el caudal medio diario por el factor de día máximo, el cual para nuestro caso específico será de 1.5. Para calcular el caudal máximo diario se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q_c = Q_m \times FDM$$

$$Q_c = (0.35 \text{ L/s}) \times (1.5)$$

$$Q_c = 0.53 \text{ L/s}$$

2.10.3. Línea de conducción

Se define como línea de conducción a la tubería que llevará el agua desde la captación hasta el tanque de almacenamiento. La línea de conducción del proyecto trabajará por gravedad.

2.10.3.1. Diseño hidráulico de la línea de conducción

La línea de distribución cuenta con una diferencia de cotas de 27.23 metros entre la captación y el tanque de distribución y longitud total de 896 metros, de los cuales, 631 metros serán de tubería PVC y 265 metros serán de tubería de hierro galvanizado.

Para determinar la calidad y el diámetro de la tubería de la línea de conducción se utilizó la ecuación de Hazen & Williams, la cual se presenta a continuación:

$$hf = \frac{1741.811141 \times L \times Q^{1.85}}{D^{4.87} \times C^{1.85}}$$

Donde:

hf = Pérdida de carga (m)

L = Longitud (m)

Q = Caudal (L/s)

D = Diámetro (Pulgadas)

C = Rugosidad de la tubería (PVC = 150)

2.10.3.2. Diámetro de la tubería

Para el cálculo del diámetro de la tubería se utilizará la ecuación de Hazen & Williams despejando el diámetro de la siguiente manera:

$$D = \sqrt[4.87]{\frac{1741.811141 \times L \times Q^{1.85}}{hf \times C^{1.85}}}$$

A continuación se hace el cálculo hidráulico de la línea de conducción desde la captación (E1) hasta el tanque de distribución (E34). Se ha considerado un factor de seguridad de 10 metros, para prevenir que la cota piezométrica termine enterrada en algún tramo y por la necesidad de requerir cierta presión para la buena distribución.

Con los siguientes datos y la ecuación de Hazen & Williams se hace el cálculo hidráulico:

$$hf = 17.23 \text{ m}$$

$$L = 894.12 \text{ m}$$

$$Q = 0.53 \text{ L/s}$$

$$C = 150 \text{ (PVC)}$$

$$D = 4.87 \sqrt{\frac{1741.811141 \times (894.12) \times (0.53)^{1.85}}{(17.23) \times (150)^{1.85}}}$$

$$D = 1.22 \text{ pulgadas}$$

Como resultado de aplicar la fórmula, obtuvimos que, el diámetro es de 1.22 pulgadas el cual aproximamos a un diámetro comercial, uno mayor y otro menor, con el fin de optimizar el diseño y se propone utilizar tubería de diámetro de 2 y de 1 pulgadas. Para determinar la longitud de cada tipo de tubería se hace por medio de la siguiente fórmula:

$$L_2 = \frac{L \times (H - hf_1)}{(hf_2 - hf_1)}$$

Donde:

H = Pérdida de carga total (m)

hf₁ = Pérdida de carga de la tubería de diámetro mayor (m)

hf₂ = Pérdida de carga de la tubería de diámetro menor (m)

L = Longitud total (m)

L₂ = Longitud de la tubería de diámetro menor

Para determinar hf_1 y hf_2 se utiliza la ecuación de Hazen & Williams y se tienen los siguientes resultados:

$$H = 17.23 \text{ m}$$

$$hf_1 = 1.56 \text{ m}$$

$$hf_2 = 45.4 \text{ m}$$

$$L = 894.12 \text{ (m)}$$

$$L_2 = \frac{(894.12) \times (17.23 - 1.56)}{(45.4 - 1.56)}$$

$$L_2 = 319.6 \text{ metros.}$$

Ahora para determinar la longitud de la tubería de mayor diámetro utilizaremos la siguiente fórmula:

$$L_1 = L - L_2$$

$$L_1 = (894.12) - (319.6)$$

$$L_1 = 574.52 \text{ metros.}$$

De los resultados obtenidos anteriormente, concluimos que la línea distribución estará conformada por 574.5 metros de tubería de diámetro de 2 pulgadas y 319.6 metros de tubería de 1 pulgada.

2.10.3.3. Presión en tuberías

2.10.3.3.1. Cota piezométrica (Cp)

La cota piezométrica es la diferencia de alturas de un punto, debido a la pérdida de carga en la tubería. Se calcula de la siguiente manera:

$$\mathbf{Cp = (Cota\ del\ terreno) - hf}$$

$$\mathbf{Cp_{E2} = (1000.00) - (0.04)}$$

$$\mathbf{Cp_{E2} = 999.96\ m.\ c.\ a.}$$

2.10.3.3.2. Presión dinámica (Pd)

Es la diferencia entre la cota piezométrica y la cota del terreno. Se calcula de la siguiente manera:

$$Pd = (Cota\ piezométrica) - (Cota\ del\ terreno)$$

$$Pd_{E2} = (999.96) - (997.83)$$

$$Pd_{E2} = 2.13\ m.\ c.\ a.$$

2.10.3.4. Verificación de velocidades

La velocidad del agua en la tubería es importante debido a que si esta es muy pequeña puede provocar la acumulación de sedimentos y en caso contrario sí la velocidad es muy grande esta genera erosión en la tubería.

La norma para el Diseño de Abastecimientos de Agua potable Para Zonas Rurales de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales, UNEPAR recomienda que la velocidad del agua, para conducciones por gravedad, se encuentre dentro del siguiente rango de valores:

- Mínima: 0.4 m/s.
- Máxima: 3.0 m/s.

Para el cálculo de la velocidad se emplea la siguiente fórmula:

$$V = \frac{1.974 \times Q}{D^2}$$

Donde:

V = Velocidad (m/s).

Q = Caudal (L/s).

D = Diámetro de la tubería (pulgadas).

Calculando la velocidad para el tramo de E33 a E34 se tiene:

$$V = \frac{1.974 \times (0.53)}{(1)^2}$$

$$V = 1.05 \text{ m/s}$$

2.10.4. Diseño del tanque de distribución

2.10.4.1. Volumen del tanque

El objetivo primordial del tanque de distribución es el de compensar las variaciones horarias de consumo de agua de la población, así como el de cubrir la demanda cuando haya interrupción del servicio en la línea de conducción. Según la norma de UNEPAR, la capacidad del tanque deberá oscilar entre un 25% a un 40% del caudal medio diario.

Para efecto de diseño se asume un 30% del caudal medio diario y para calcularlo se hace por medio de la siguiente fórmula:

$$V = \frac{30\% \times Pf \times Dotación}{1000}$$
$$V = \frac{(0.30) \times (302) \times (100)}{1000}$$
$$V = 9.06m^3$$

Se diseñará entonces un tanque de distribución de 10 m³ y será construido de concreto reforzado.

2.10.5. Línea de distribución

Está compuesta por todo el sistema de tuberías que salen desde el tanque de distribución hasta las líneas de conexión domiciliar.

Para este caso en particular, se diseñó una red de distribución de ramales abiertos, ya que por la manera en que está asentada la comunidad no es funcional la implementación de un circuito cerrado. El tipo de conexión domiciliar que se adoptó es de tipo predial, la cual consiste en la dotación domiciliar de un grifo por vivienda.

La línea principal consta de 1,788 metros, y será diseñada de tubería PVC en su totalidad. La diferencia de cotas entre el tanque de distribución y la última casa es de 56.58 metros.

2.10.5.1. Caudales de diseño

Para el diseño hidráulico, el caudal instantáneo se compara con el caudal de distribución y el valor más alto se utiliza para determinar el diámetro de la tubería y la pérdida de carga en cada tramo, por medio de la ecuación de Hazen & Williams.

2.10.5.1.1. Caudal máximo horario (Qd)

Es el máximo consumo en una hora observado en el período de un año y se obtiene de multiplicar el caudal medio diario por el factor de hora máximo, el cual para nuestro caso específico será de 3.0. Para calcular el caudal máximo diario se utiliza la siguiente fórmula:

$$Qd = Qm \times FHM$$

$$Qd = (0.35 \text{ L/s}) \times (3.0)$$

$$Qd = 1.05 \text{ L/s}$$

2.10.5.1.2. Caudal por vivienda (Qv)

Es la cantidad de agua que consume una familia por día, se calcula de la siguiente manera:

$$Q_v = \frac{Q_d}{\text{Número de viviendas}}$$

$$Q_v = \frac{1.05 \text{ L/s}}{27}$$

$$Q_v = 0.04 \text{ L/s}$$

2.10.5.1.3. Caudal instantáneo (Qi)

Se calcula mediante la fórmula siguiente:

$$Q_i = k\sqrt{n-1}$$

Donde:

K = 0.15 para conexiones prediales y 0.25 para llena cántaros.

n = Número de conexiones.

Al calcular el caudal instantáneo tenemos:

$$Q_i = (0.15) \times \sqrt{27-1}$$

$$Q_i = 0.78 \text{ L/s}$$

2.10.5.2. Diseño hidráulico de la línea de distribución

A continuación se hace el cálculo hidráulico de la línea de distribución desde el tanque de distribución (E34) hasta el final del ramal de distribución (R64 - 4). Se ha considerado un factor de seguridad de 10 metros, para prevenir que la cota piezométrica termine enterrada en algún tramo y por la necesidad de requerir cierta presión para la buena distribución.

Con los siguientes datos y la ecuación de Hazen & Williams se hace el cálculo hidráulico:

$$hf = 46.58 \text{ m}$$

$$L = 1788.18 \text{ m}$$

$$Q = 1.05 \text{ L/s}$$

$$C = 150 \text{ (PVC)}$$

$$D = 4.87 \sqrt{\frac{1741.811141 \times (1788.18) \times (1.05)^{1.85}}{(46.58) \times (150)^{1.85}}}$$

$$D = 1.49 \text{ pulgadas}$$

Como resultado de aplicar la fórmula, obtuvimos que, el diámetro es de 1.49 pulgadas el cual aproximamos a un diámetro comercial, uno mayor y otro menor, con el fin de optimizar el diseño y se propone utilizar tubería de diámetro de 2 y de 1 ¼ pulgadas. Para determinar la longitud de cada tipo de tubería se hace por medio de la siguiente fórmula:

$$L_2 = \frac{L \times (H - hf_1)}{(hf_2 - hf_1)}$$

Para determinar hf_1 y hf_2 se utiliza la ecuación de Hazen & Williams y se obtienen los siguientes resultados:

$$H = 46.58 \text{ m}$$

$$hf_1 = 11 \text{ m}$$

$$hf_2 = 108.5 \text{ m}$$

$$L = 1788.18 \text{ (m)}$$

$$L_2 = \frac{(1788.18) \times (46.58 - 11)}{(108.5 - 11)}$$

$$L_2 = 652.55 \text{ metros.}$$

Para determinar la longitud de la tubería de mayor diámetro utilizaremos la siguiente fórmula:

$$L_1 = L - L_2$$

$$L_1 = (1788.18) - (652.55)$$

$$L_1 = 1135.64 \text{ metros.}$$

2.10.5.3. Presión en tuberías

2.10.5.3.1. Cota piezométrica (Cp)

Se calcula de la siguiente manera la cota piezométrica para el tramo de E41 a E42:

$$Cp_{E42} = (949.10) - (0.26)$$

$$Cp_{E42} = 948.84 \text{ m. c. a.}$$

2.10.5.3.2. Presión dinámica (Pd)

Se calcula de la siguiente manera la presión dinámica para el tramo de E41 a E42:

$$Pd_{E42} = (948.84) - (944.81)$$

$$Pd_{E42} = 4.02 \text{ m. c. a.}$$

2.10.5.4. Verificación de velocidades

Para el cálculo de la velocidad se emplea la siguiente fórmula:

$$V = \frac{1.974 \times Q}{D^2}$$

Calculando la velocidad para el tramo de E41 a E42 se tiene:

$$V = \frac{1.974 \times (1.05)}{(2)^2}$$

$$V = 0.52 \text{ m/s}$$

Los resultados de los cálculos de todos los tramos y ramales, tanto de la línea de conducción como de la línea de distribución, se encuentran en las tablas IX y X del apéndice.

2.11. Obras de arte

2.11.1. Caja rompe presión

Este tipo de obra tiene como objetivo primordial el de evitar que las tuberías trabajen bajo cargas elevadas de presión estática. Las cajas rompe presión pueden ser necesarias tanto en la conducción, como en la distribución.

La localización de las cajas rompe presión, dentro de la línea de conducción, esta regida por la presión de trabajo de la tubería que se instale, mientras que en la distribución dependerá del hecho de no sobrepasar la presión de servicio de las válvulas, la cual no será mayor de 60 m.c.a.

Para el diseño del proyecto se requiere 1 caja rompe presión, ubicada en la línea de distribución, entre la E41 y E42 con lo cual se regulará la presión evitando así que las válvulas se dañen. La caja se construirá de concreto reforzado.

2.11.2. Conexión domiciliar

Esta compuesta por las tuberías y accesorios destinados a llevar el servicio de agua de la red de distribución al interior de la vivienda.

El tipo de conexión adoptada es de tipo predial, es decir se dotará de un grifo por vivienda y el número total de conexiones es de 27.

2.11.3. Pasos aéreos y de zanjones

Cuando es necesario salvar una depresión del terreno o atravesar un río es necesario emplear un paso aéreo. Si la depresión no es muy grande puede utilizarse un paso de zanjón.

Para el diseño del proyecto fue necesario utilizar 3 pasos aéreos de 18 m de longitud y 3 pasos de zanjón, de longitudes diversas, los cuales se construirán conforme se especifican en los planos.

2.12. Tratamiento

Tratamiento es el proceso que se le da al agua que por sus características no reúne condiciones específicas para un uso determinado, esto se realiza generalmente para poblaciones grandes y cuando se captan ríos, lagos o lagunas.

El tratamiento mínimo que se le debe dar al agua para el consumo humano es el de la desinfección y generalmente para comunidades del área rural y fuentes provenientes de manantiales, donde el caudal requerido no es muy grande, esto es posible, tal es el caso del siguiente proyecto, por lo que se diseña el proceso de desinfección.

2.12.1. Desinfección y control de la calidad del agua

2.12.1.1. Desinfección

Es la eliminación de microorganismos patógenos por medio de la aplicación directa de medios químicos con el fin de proporcionar agua apta para el consumo humano.

En los sistemas de acueductos rurales el sistema de desinfección más utilizado es la cloración, puesto que es un poderoso desinfectante que tiene la capacidad de penetrar en las células y de combinarse con las sustancias celulares vivas.

2.12.1.2. Sustancia empleada

El medio químico que se aplicará para el proceso de desinfección será el cloro como compuesto clorado o hipoclorito de calcio, el cual es dosificado en una cantidad aproximada de 1 parte por millar. Por lo general, en el mercado su presentación se encuentra en polvo con una determinada concentración.

2.12.1.3. Preparación de la solución

Para preparar la solución, es necesario averiguar la cantidad de hipoclorito necesario en base a la cantidad de agua a ser tratada durante un período de tiempo previamente seleccionado. Dicha cantidad puede calcularse por medio de la siguiente expresión:

$$G = \frac{M * C * D}{\%C}$$

Donde:

G = Gramos de hipoclorito

C = Miligramos por litro

M = Litros de agua a tratarse por día

D = Número de días que durará

%C = Concentración de cloro

Aplicando la fórmula se tiene:

$$G = \frac{(1000) * (0.01) * (30)}{(70\%)}$$

$$G = 428.57g$$

2.12.1.4. Hipocloradores

Son elementos que se utilizan para dosificar una solución de hipoclorito y que esta se diluya conforme lo requiera el volumen de agua que se va a desinfectar, la demanda de cloro es dosificada por un sistema de alimentación en pequeñas dosis directamente al caudal de entrada de agua en el tanque de distribución.

Este tipo de equipo se puede hacer de materiales locales y accesorios de fácil adquisición, además requieren de un mantenimiento simple y puede hacerlo el operador del sistema sin ningún problema para el sistema de desinfección diseñado.

3. CÁLCULO DEL PRESUPUESTO DEL PROYECTO DE AGUA, PARA EL CASERÍO EL CHILAR

3.1. Presupuesto

El cálculo del siguiente presupuesto, se realizó con base en la identificación de los diferentes renglones de trabajo que lo conforman, calculando para cada uno el precio conforme la unidad de trabajo a presupuestar, es decir el precio unitario correspondiente a cada renglón de trabajo.

3.2. Renglones de trabajo

Para la integración del siguiente presupuesto, se definieron los siguientes renglones de trabajo: captación, línea de conducción, línea de distribución, tanque de almacenamiento, tanque hipoclorador, caja rompe presión, cajas para válvulas, conexiones prediales y pasos aéreos y de zanjón.

3.3. Materiales locales

Los materiales locales, son materiales que se encuentran en el área o muy cerca de donde se construirá el proyecto y que por sus características físicas, disminuyen el costo del proyecto y brindan igual o mayor seguridad en la construcción.

En este caso en particular se utiliza piedra bola, como material local, ya que presenta resistencias mayores a la mampostería y disminuye su costo de construcción y además es un material que se encuentra con facilidad en el área.

3.4. Materiales no locales

Los materiales no locales son materiales que no se encuentran en el área o cerca de donde se construirá el proyecto y debido a esto deben ser trasladados al lugar de la construcción. Entre estos podemos mencionar: tubería PVC, válvulas, accesorios para tubería PVC, cemento, hierro, etc.

3.5. Cálculo del presupuesto por renglones de trabajo

A continuación se presenta un cuadro resumen de los renglones de trabajo debidamente identificados y presupuestados, de acuerdo con la unidad de trabajo que les corresponde.

Todos los precios de materiales y mano de obra que se presentan a continuación, fueron tomados de conformidad con los precios que maneja la municipalidad de Chiquimula, así como de los precios que se manejan en el medio local. El desglose detallado de cada renglón puede verse en la tabla XI del apéndice.

Tabla II. Resumen de renglones de trabajo del proyecto de agua.

RESUMEN					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	SUMA PARCIAL	TOTAL
CAPTACIÓN	UNIDAD	1	Q 10,854.28	Q 10,854.28	Q 10,854.28
LINEA DE CONDUCCIÓN TUBERÍA P.V.C. 125 PSI DE 2"	ML	522	Q 140.29	Q 73,232.13	Q 73,232.13
LINEA DE CONDUCCIÓN TUBERÍA P.V.C. 160 PSI DE 1"	ML	109	Q 83.52	Q 9,104.10	Q 9,104.10
LINEA DE CONDUCCIÓN TUBERÍA H.G. DE 2"	ML	74	Q 352.60	Q 26,092.40	Q 26,092.40
LINEA DE CONDUCCIÓN TUBERÍA H.G. DE 1"	ML	191	Q 172.50	Q 32,947.50	Q 32,947.50
LINEA DE DISTRIBUCIÓN TUBERÍA P.V.C. 125 PSI DE 2"	ML	1128	Q 140.29	Q 158,248.73	Q 158,248.73
LINEA DE DISTRIBUCIÓN TUBERÍA P.V.C. 125 PSI DE 1 1/4"	ML	660	Q 96.78	Q 63,877.31	Q 63,877.31
TANQUE DE DISTRIBUCIÓN DE 10 M ³	UNIDAD	1	Q 14,148.91	Q 14,148.91	Q 14,148.91
TANQUE HIPOCLORADOR	UNIDAD	1	Q 3,018.52	Q 3,018.52	Q 3,018.52
CAJA ROMPEPRESIÓN DE 1M ³	UNIDAD	1	Q 3,076.10	Q 3,076.10	Q 3,076.10
CAJA DE VÁLVULAS PARA ACCESORIOS DE 3"	UNIDAD	1	Q 1,668.12	Q 1,668.12	Q 1,668.12
CAJA DE VÁLVULAS PARA ACCESORIOS DE 2"	UNIDAD	8	Q 1,645.80	Q 13,166.40	Q 13,166.40
CAJA DE VÁLVULAS PARA ACCESORIOS DE 1 1/4"	UNIDAD	4	Q 1,604.02	Q 6,416.08	Q 6,416.08
CAJA DE VÁLVULAS PARA ACCESORIOS DE 1"	UNIDAD	2	Q 1,603.78	Q 3,207.56	Q 3,207.56
CONEXIONES PREDIALES DE 1 1/4" A 1/2"	UNIDAD	12	Q 633.45	Q 7,601.40	Q 7,601.40
CONEXIONES PREDIALES DE 2" A 1/2"	UNIDAD	15	Q 654.35	Q 9,815.25	Q 9,815.25
PASO AEREO DE 18 METROS TUBERÍA H.G DE 2"	UNIDAD	2	Q 9,422.09	Q 18,844.18	Q 18,844.18
PASO AEREO DE 18 METROS TUBERÍA H.G DE 1 1/4"	UNIDAD	1	Q 8,456.33	Q 8,456.33	Q 8,456.33
PASOS DE ZANJON TIPO A	UNIDAD	2	Q 2,189.94	Q 4,379.88	Q 4,379.88
PASOS DE ZANJON TIPO B	UNIDAD	1	Q 1,766.64	Q 1,766.64	Q 1,766.64
TOTAL DEL PROYECTO					Q 469,921.82

3.6. Programa de operación y mantenimiento

Con el fin que la comunidad cuente con un adecuado servicio de agua potable, no basta con la construcción del sistema que los abastecerá, sino que una de las fases más importantes es el seguimiento que se le de al mismo. La factibilidad de un sistema de abastecimiento de agua potable radica principalmente en la correcta administración, operación y mantenimiento del mismo.

3.6.1. Operación

Es el conjunto de acciones externas que se ejecutan en las instalaciones o equipos, que conforman un sistema de abastecimiento de agua potable, con el fin de conseguir el buen funcionamiento del mismo.

3.6.2. Mantenimiento

Es el conjunto de acciones internas que se ejecutan en las instalaciones o equipos, que conforman el sistema, para prevenir daños o para la reparación de los mismos cuando estos ya se hubieren producido. A fin de conseguir el buen funcionamiento del sistema, el mantenimiento lo podemos dividir en:

- **Mantenimiento preventivo:** es el conjunto de acciones que se planifican y ejecutan antes de que se produzcan daños en el sistema.
- **Mantenimiento correctivo:** consiste en la reparación inmediata y oportuna de cualquier daño que se produzcan en las instalaciones o equipos del sistema.

3.6.3. Administración del programa de operación y mantenimiento

Para la correcta ejecución del programa, es necesaria la creación de un comité de vecinos para la administración del sistema de abastecimiento de agua.

Dicho comité será el encargado de contratar los servicios de un fontanero, el cual estará encargado de velar por el buen funcionamiento del sistema y devengará un salario mensual con sus respectivas prestaciones, así como de recolectar la tarifa mensual para ejecutar el programa y que el sistema funcione.

El plan de operación se estructurará dependiendo de la magnitud del sistema, la cual viene dada por el número de conexiones domiciliarias iniciales y por la longitud de la línea de conducción.

Para que el acueducto pueda ser bien operado, estableceremos los siguientes parámetros:

1. Un fontanero tendrá la capacidad de caminar 3 kilómetros de la línea de conducción al día.
2. Dependiendo del número de conexiones con el que cuente el sistema, así será el número de operarios a contratar, estableciéndose lo siguiente:
 - De 1 a 400 conexiones, trabajará 1 fontanero.
 - De 401 a 600 conexiones, trabajará 1 fontanero y 1 ayudante.

En nuestro caso, como se tienen 27 conexiones, se contratará únicamente a 1 fontanero.

Para el programa de mantenimiento, hay que tomar en cuenta que el mantenimiento correctivo puede darse en cualquier momento, sin previo aviso, para lo que se recomienda facilitar la disponibilidad de equipo, materiales y personal especializado, para actuar en el momento de la falla en el sistema.

En cuanto al mantenimiento preventivo, este se programará y se alternará junto con la operación del sistema.

3.7. Propuesta de tarifa

Una tarifa es una cantidad de dinero que se cobra en forma periódica por un servicio prestado. En este caso en particular la tarifa corresponde al cobro mensual por el servicio de agua potable a cada vivienda y servirá para crear un fondo a través del cual pueda operarse el sistema y darle mantenimiento.

Para determinar el monto de la tarifa se tomaron en consideración los costos de operación, mantenimiento, tratamiento, administración y reserva.

3.7.1. Costo de operación (O)

Este costo representa el pago al fontanero por revisión de la tubería y conexiones domiciliarias. Asumiendo que el fontanero recorrerá 3 Km. de línea al día revisándola minuciosamente y podrá revisar 20 conexiones al día, además se contempla un factor que representa las prestaciones como aguinaldo, bono 14 e indemnización.

$$O = (1.49) \times \left[(\text{Jornal}) \times \left(\frac{\text{Longitud } Lc}{3000} + \frac{\text{No. de conexiones}}{20} \right) \right]$$

$$O = (1.49) \times \left[(35.00) \times \left(\frac{896}{3000} + \frac{27}{20} \right) \right]$$

$$O = Q 85.97$$

3.7.2. Costo de mantenimiento (M)

Este costo contempla la compra de materiales que sean necesarios para las posibles reparaciones que se den en el sistema, o para la ampliación del mismo. Se estima como el 4 por millar del costo total del proyecto.

$$M = \frac{(0.004) \times (\text{Costo total del proyecto})}{\text{Período de diseño}}$$

$$M = \frac{(0.004) \times (469,921.82)}{21}$$

$$M = Q 89.50$$

3.7.3. Costo de tratamiento (T)

Es el costo que se requiere para la compra del hipoclorito de calcio, que es el método seleccionado para la desinfección del agua. Por lo que el costo estará en función del precio actual del hipoclorito de calcio y del caudal de entrada al tanque, calculado mensualmente.

$$T = \frac{(30) \times (\text{Costo de 1 gramo de hipoclorito}) \times (Qc) \times (0.001) \times (86400)}{\text{Concentración de cloro}}$$

$$T = \frac{(30) \times (23.5) \times (0.53) \times (0.001) \times (86400)}{70}$$

$$T = Q 461.19$$

3.7.4. Costo de administración (A)

El costo de administración representa del fondo que servirá para gastos de papelería, sellos, viáticos, etc. tal como lo establece el artículo 15 del Reglamento para la Administración, Operación y Mantenimiento de Los Sistemas Rurales de Agua Potable, donde se establece que es el 15% de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

$$A = 0.15 \times (85.97 + 89.5 + 461.19)$$

$$A = 0.15 \times (636.66)$$

$$A = Q 95.50$$

3.7.5. Costo de reserva (R)

Costo de reserva se le denomina a una reserva de dinero para cualquier imprevisto y compensar el alza que pudiera existir en el precio de los elementos necesarios para la operación, y mantenimiento del sistema.

Se calculará como el 12% de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

$$R = 0.12*(85.97 + 89.5 + 461.19)$$

$$R = 0.12*(636.66)$$

$$R = Q 76.40$$

3.7.6. Tarifa calculada

El monto de la tarifa, corresponde a la sumatoria de todos los costos anteriormente descritos, dividido dentro del número total de viviendas:

$$T_c = \frac{(O) + (M) + (T) + (A) + (R)}{\text{Número de viviendas}}$$

$$T_c = \frac{(85.97) + (89.50) + (461.19) + (95.5) + (76.40)}{27}$$

$$T_c = Q 29.94$$

Se propone entonces una tarifa de Q 30.00.

3.8. Evaluación de impacto ambiental

La función de la evaluación de impacto ambiental es valorar los efectos directos e indirectos, de cada actividad realizada por el hombre tenga sobre la población humana, la fauna, la flora, el suelo, el aire, el agua, el clima y la estructura y función de los ecosistemas previsiblemente afectados.

3.8.1. Impacto ambiental en construcción

Durante la ejecución del proyecto uno de los aspectos más importantes a tomar en cuenta para la evaluación, es la remoción de la capa vegetal para la instalación de la tubería de conducción y distribución.

Otro aspecto a mencionar es el cuidado que se tuvo con el suelo, donde se harán las excavaciones necesarias para colocar la tubería, puesto que la mayoría de los derechos de paso se encuentran en terrenos que la población del caserío ocupa para realizar sus siembras.

3.8.2. Impacto ambiental en operación

Dentro del proceso de operación del proyecto el aspecto ambiental se orienta básicamente al cuidado de la fuente superficial de donde se capta el agua, cuidando tanto así la calidad de la misma, como tomar las medidas necesarias para que dicha fuente no se agote.

La obra de captación que se diseñó para el proyecto, es capaz de percibir el agua necesaria para la población y su ubicación se trató de que interfiriera lo menos posible con el curso del agua superficial que no será recolectada. Además no se expone a la fuente a ningún agente químico que pueda llegara mezclarse con el agua y que afecte a la población aguas abajo.

4. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ALDEA SHUSHO ARRIBA

4.1. Ubicación y vías de acceso

La aldea Shusho Arriba pertenece al municipio de Chiquimula, limita al norte con la aldea Maraxcó, al sur con el caserío El Jute, al este con el caserío Shusho En Medio y el caserío Paso de Los Menéndez y al oeste con la aldea Guior y el caserío Las Mesas. La comunidad en mención se encuentra localizada en la parte noroeste del municipio y dista 20 km de la cabecera municipal y es posible acceder a la comunidad a través de una carretera de terracería

4.2. Características climáticas

La región presenta un clima tropical seco, registrándose temperaturas medias máximas entre los 33 y 37 grados centígrados y las mínimas están entre los 18 y 22 grados centígrados.

4.3. Características económicas

La principal actividad económica de la aldea es la agricultura, de la que destacan los cultivos de productos alimentarios, siendo los de mayor comercialización: maíz, frijol, maicillo, papa y frutas originarias de clima cálido.

4.4. Población

La aldea cuenta con una población de 608 habitantes, de los cuales 292 personas pertenecen al sexo femenino y 316 personas pertenecen al sexo masculino, según datos proporcionados por el XI Censo de Población y VI de Habitación 2002 del Instituto Nacional de Estadística (I.N.E.).

4.5. Educación

El 60% de la población sabe leer y escribir, este porcentaje de población se encuentra en un rango de escolaridad comprendido entre la educación primaria y media. El restante 40% de la población carece de educación alguna.

4.6. Servicios básicos existentes

La comunidad cuenta con un total de 159 viviendas, de las cuales 151 se abastecen de agua a través del servicio de conexiones prediales existentes, mientras que las 8 restantes se abastecen de otras fuentes cercanas, como ríos o manantiales.

La comunidad carece de un centro de salud, por lo que se ven en la obligación de trasladarse al poblado más cercano en busca de atención médica. Por otra parte, tampoco cuentan con un sistema adecuado para la disposición de las aguas residuales, tal como un sistema de alcantarillado sanitario, por lo que recurren a la utilización de letrinas. Tampoco existe en la comunidad el servicio de energía eléctrica. El acceso a la comunidad es a través de caminos de terracería, los cuales en época lluviosa se hacen difícil de transitar.

5. PRINCIPIOS DE MECÁNICA DE SUELOS Y SUS APLICACIONES EN MUROS DE CONTENCIÓN

5.1. Ensayos de laboratorio de suelos necesarios

Para diseñar apropiadamente un muro de contención, es necesario conocer los parámetros básicos del suelo, es decir el peso específico o volumétrico, el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo; los cuales son parámetro de resistencia al corte.

5.1.1. Resistencia al corte

La resistencia al corte, s , de un suelo en términos del esfuerzo efectivo es:

$$s = c + \sigma' \tan \Phi$$

Donde:

σ' = esfuerzo normal efectivo en el plano de corte

C = cohesión del suelo

Φ = ángulo de fricción interna

A esta ecuación se le conoce como el criterio de falla de Mohr – Coulomb. El valor de c para arenas y arcillas normalmente consolidadas es igual a cero y para arcillas sobre consolidadas el valor de c es mayor a cero.

Para la mayoría de los trabajos de rutina, los parámetros de la resistencia al corte, es decir c y Φ , son determinados por medio de pruebas estándar de laboratorio, dentro de las cuales podemos mencionar la prueba de compresión triaxial.

5.1.2. Prueba de compresión triaxial

La prueba de compresión triaxial consiste esencialmente en colocar una muestra de suelo dentro de una membrana de hule en una cámara lucita transparente.

Se aplica una presión de confinamiento (σ_3) alrededor de la muestra por medio del fluido en la cámara. Un esfuerzo adicional ($\Delta\sigma$) puede también aplicarse a la muestra para provocar la falla ($\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_f$).

El drenaje del espécimen puede ser permitido o detenido, dependiendo de las condiciones de la prueba, habiendo tres tipos principales de prueba que se efectúan con equipo triaxial:

- Prueba consolidada drenada (CD)
- Prueba consolidada no drenada (CU)
- Prueba no consolidada no drenada (UU)

Los parámetros de resistencia cortante c y Φ se obtienen dibujando el círculo de Mohr en la falla y trazando una tangente a los círculos. Esta es la envolvente de falla de Mohr – Coulomb.

5.2. Teoría de presión de suelos

Con el objeto de calcular las fuerzas a las que está sometido el muro de contención, es preciso conocer las presiones ejercidas por el suelo sobre la superficie del muro. Existen varias teorías sobre la presión ejercida por el suelo, las cuales se fundamentan en la hipótesis de que los suelos forman una masa granular completamente desprovista de cohesión y cada clase de suelo tiene un ángulo propio de reposo o talud natural.

5.2.1. Ángulo de talud natural

Es el ángulo límite bajo el cual la componente del peso de una partícula de suelo, carentes de cohesión, es igual a la resistencia al rozamiento que la equilibra. Es decir, el rozamiento o fricción entre las partículas es suficiente para impedir que las mismas rueden unas sobre otras. Se designa con la letra griega ϕ (Φ).

5.2.2. Cohesión

Es la fuerza interior que actúa entre las partículas de suelo, evitando que rueden libremente unas sobre otras, es decir es la fuerza que les da coherencia.

En la realidad no existen suelos perfectamente incoherentes, aunque las teorías para calcular el empuje asumen masas de tierra sin cohesión tratando de emular el caso más crítico, puesto que mientras más cohesivo sea el suelo este producirá menos empuje.

La cohesión hace que al existir un muro de contención, el plano de falla ya no sea el del talud natural del terreno, sino que el mismo se transforma a otro con un volumen menor de suelo el cuál producirá una fuerza de empuje menor.

5.2.3. Peso del suelo

Es muy importante para el cálculo y diseño del muro, considerar los efectos que sobre él mismo tenga el peso del suelo. El contenido de agua del suelo, influye considerablemente en la magnitud del empuje, variando desde cero, cuando el material está completamente seco, hasta la completa presión hidráulica cuando el suelo se encuentra saturado. El contenido de agua de un relleno es fundamental para la aplicación correcta de las teorías de presión de la tierra.

5.2.4. Sobrecargas

Se dice que existen sobrecargas, cuando sobre el terreno del muro actúan cargas adicionales. Estas sobrecargas provocan presiones adicionales sobre el muro, las cuales deben ser previstas reemplazando el peso de la carga por una sobrecarga equivalente de relleno.

5.2.5. Empujes

Se denomina empuje a la acción que ejerce el suelo sobre el muro. Los empujes pueden clasificarse de la siguiente manera:

- a) Empuje activo: es el empuje que realiza la tierra que esta siendo retenida por el muro.
- b) Empuje pasivo: el empuje pasivo contrarresta la acción del empuje activo y es producido por el terreno que absorbe la acción producida por la estructura del muro.

5.3. Teorías de empuje de tierras

La presión o empuje que ejerce un relleno de tierra contra un muro de contención puede calcularse a través de diferentes teorías, diagramas o reglas que tengan una base en parte empírica y en parte teórica.

5.3.1. Teoría de Rankine del empuje de tierra

La teoría de Rankine parte del estudio de un depósito idealizado de arena seca sin cohesión y de superficie superior horizontal. La arena se prolonga hasta el infinito en direcciones horizontales y a profundidad también infinita.

La teoría de Rankine parte de la suposición de las siguientes condiciones:

- a) Suelo isotrópico y homogéneo
- b) La superficie de falla es un plano
- c) No existe fricción entre el suelo y el muro
- d) La masa que falla actúa como un cuerpo rígido
- e) La dirección del empuje es paralela al talud del terreno

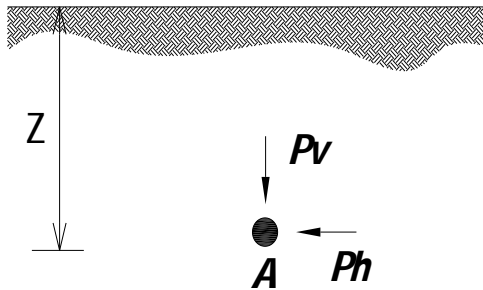
- f) El talud se prolonga indefinidamente
- g) Se considera al suelo sin cohesión, $C = 0$
- h) Se considera que el suelo esta en un estado de equilibrio plástico

En un punto A del interior del depósito, la presión vertical sobre un plano horizontal es:

$$P_v = \gamma z$$

Donde γ es el peso volumétrico del suelo y z la profundidad.

Figura 1. Esfuerzos en el punto A debajo de de la superficie horizontal.



La presión horizontal sobre un plano vertical, se considera que es:

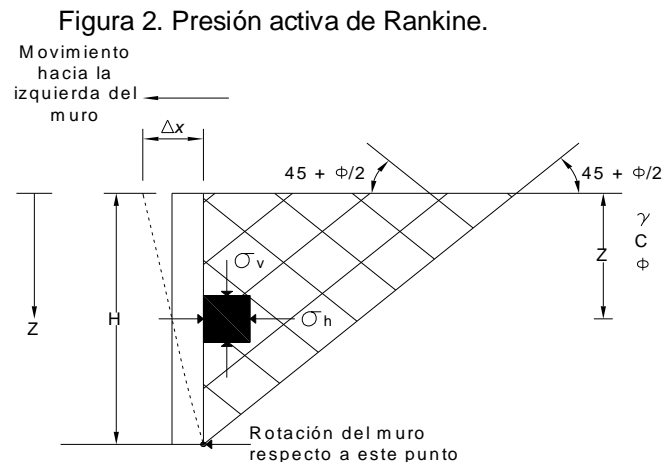
$$P_h = K_o P_v$$

$$P_h = K_o \gamma z$$

Donde K_o se conoce como coeficiente de presión de tierra en reposo.

5.3.1.1. Presión activa de tierra de Rankine

Si un muro tiende a moverse alejándose una distancia Δx , como se muestra en la figura 2, la presión de suelo sobre el muro a cualquier profundidad decrecerá. Para un muro sin fricción, el esfuerzo horizontal, σ_h , a una profundidad z será igual a $K_0\sigma_v = K_0\gamma z$ cuando Δx es cero. Sin embargo con $\Delta x > 0$ σ_h será mayor que $K_0\sigma_v$.

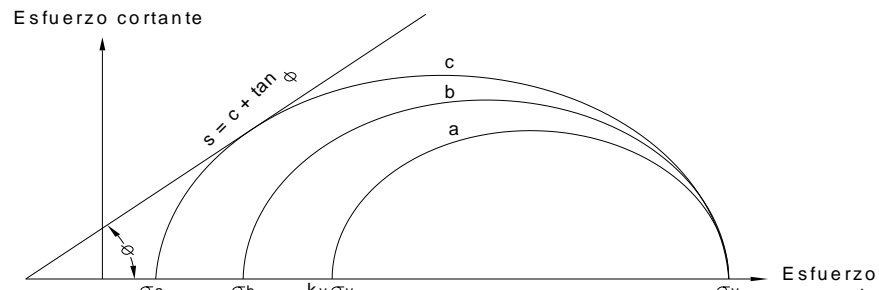


Los círculos de Mohr correspondientes a los desplazamientos del muro de $\Delta x = 0$ y $\Delta x > 0$ se muestran por los círculos a y b, respectivamente, en la figura 3. Si el desplazamiento del muro, Δx , continua creciendo, el correspondiente círculo de Mohr tocará eventualmente la envolvente de falla, definida por la ecuación:

$$S = c + \sigma \tan \Phi$$

El círculo marcado con la letra c en la figura 3, representa la condición de falla de la masa de suelo; el esfuerzo horizontal es igual entonces a σ_a y se denomina presión activa de Rankine.

Figura 3. Envolvente de falla de Mohr – Coulomb para la presión activa de Rankine.



El esfuerzo horizontal producido por el suelo puede obtenerse de la siguiente manera:

Para el círculo de Mohr c en la figura 3, el esfuerzo principal mayor $\sigma_1 = \sigma_v$ y el esfuerzo principal menor, $\sigma_3 = \sigma_a$, entonces se tiene:

$$\sigma_v = \sigma_a \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_v}{\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} - \frac{2c}{\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

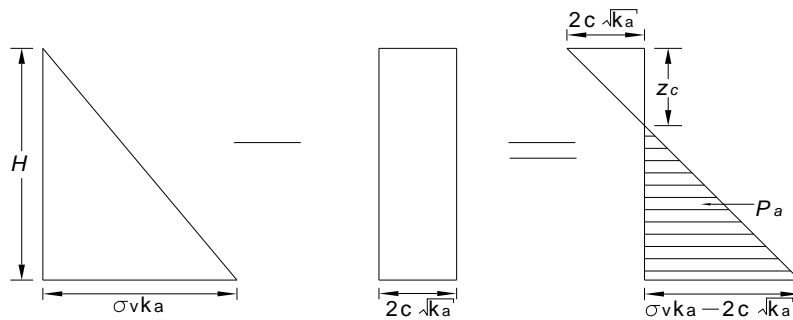
Donde K_a se conoce como el coeficiente de presión activa de Rankine y se calcula como:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde ϕ , es el ángulo de fricción interna del suelo.

La variación de la presión activa con la profundidad para el muro mostrado en la figura 2 se muestra en la figura 4, donde $\sigma_v = 0$, en $z = 0$ y $\sigma_v = \gamma H$, para $z = H$. La distribución de presión muestra que en $z = 0$, la presión activa es igual a $-2c\sqrt{K_a}$, lo que indica un esfuerzo de tensión el cuál decrece con la profundidad y es cero a la profundidad $z = z_c$. La profundidad z_c se llama profundidad de la grieta de tensión.

Figura 4. Diagrama de presión activa sobre el muro.



La fuerza activa total de Rankine por unidad de longitud de muro es:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2 - 2cH \sqrt{K_a}$$

5.3.1.1.1. Presión activa de tierra de Rankine para terraplén inclinado

Si el relleno de un muro sin fricción es un suelo cuya cohesión es cero y se eleva con un ángulo α con respecto a la horizontal, como se muestra en la figura 5, el coeficiente de presión activa de la tierra K_a se expresa de la forma:

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo. A cualquier profundidad z , la presión activa de Rankine se expresa como:

$$\sigma_a = \gamma z K_a.$$

Entonces la fuerza total por unidad de longitud de muro es:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2$$

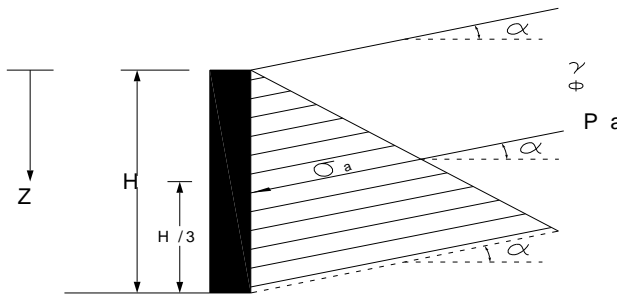
Donde:

γ = peso específico del suelo-

K_a = coeficiente de presión activa de tierra, de Rankine.

H = altura de la masa de suelo a retener.

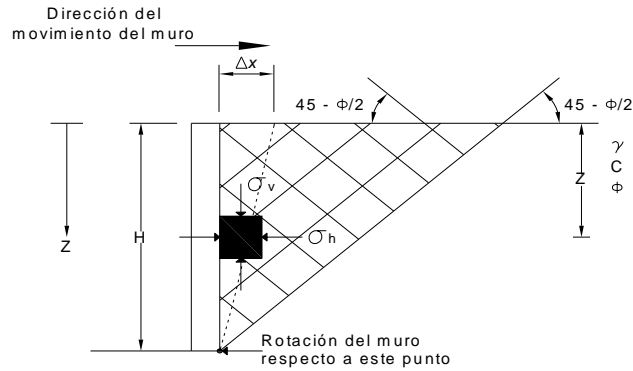
Figura 5. Presión activa de Rankine para terraplén inclinado.



5.3.1.2. Presión pasiva de tierra de Rankine

La figura 6 muestra un muro de contención vertical sin fricción con un relleno horizontal. A una profundidad z , la presión vertical sobre un elemento de suelo es $\sigma_v = \gamma z$. Inicialmente, si el muro no cede en absoluto, el esfuerzo lateral a esa profundidad será $\sigma_h = K_o \sigma_v$. Ahora si el muro es empujado hacia la masa de suelo una cantidad Δx , como se muestra en la figura 6, el esfuerzo vertical a la profundidad z permanecerá igual; sin embargo, el esfuerzo horizontal se incrementará siendo σ_h será mayor que $K_o \sigma_v$.

Figura 6. Presión pasiva de Rankine.



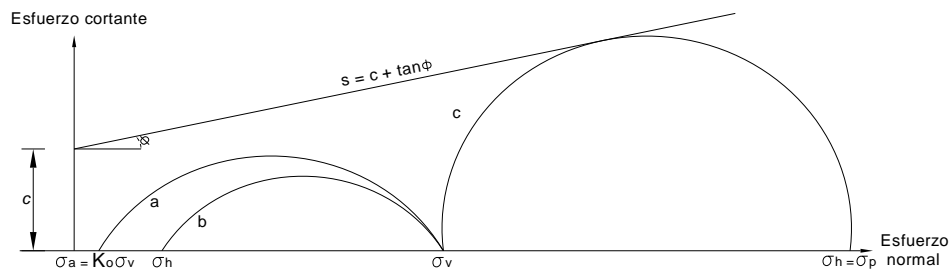
Si el muro se mueve más hacia adentro es decir Δx sigue aumentando, el esfuerzo a la profundidad z , alcanzará finalmente el estado representado por el círculo de Mohr c de la figura 7, el cuál toca la envolvente de falla de Mohr – Coulomb, lo que implica que el suelo detrás del muro fallará siendo empujado hacia arriba. Al esfuerzo horizontal, σ_h , en este punto se le llama presión pasiva de Rankine, es decir $\sigma_h = \sigma_p$.

Ahora sea K_p , el coeficiente de presión pasiva de Rankine y se calcula por:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde ϕ , es el ángulo de fricción interna del suelo.

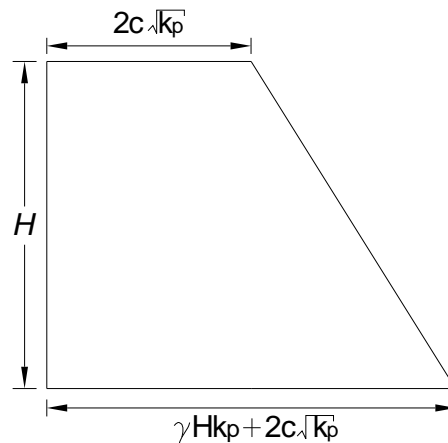
Figura 7. Envolvente de falla de Mohr – Coulomb para la presión pasiva de Rankine.



Entonces la fuerza pasiva por unidad de longitud del muro se determina del área del diagrama de presiones de la figura 8 y es igual a:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma K_p H^2 + 2c \sqrt{K_p}$$

Figura 8. Diagrama de presión pasiva sobre el muro.



5.3.1.2.1. Presión pasiva de tierra de Rankine para relleno inclinado

Para un muro de contención sin fricción con un relleno sin cohesión, la presión pasiva de Rankine se determina de la siguiente manera:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

Donde:

γ = peso específico del suelo-

K_p = coeficiente de presión pasiva de tierra, de Rankine.

H = altura de la masa de suelo a retener.

Al igual que en el caso de la fuerza activa, la fuerza resultante, P_p , está inclinada a un ángulo α con la horizontal y cruza el muro a una distancia de $H/3$ desde el fondo del muro.

5.4. Estabilidad y protección de taludes

Los métodos de protección de taludes normalmente empleados tienen dos objetivos principales: proteger el talud de la erosión y de los efectos provocados por la intemperie, así como evitar su soltura y la falla progresiva subsiguiente.

La protección de taludes se debe adecuar al tipo de proyecto, ya que pueden ser de tipo naturales como la protección de taludes por medio de plantas o mediante estructuras de contención de tierras.

5.5. Estructuras de contención

5.5.1. Muros de contención de gravedad

Estos se construyen de concreto simple o con mampostería. Dependen de su peso propio y del suelo que descansa sobre su estructura, para su estabilidad.

En muchos casos una pequeña cantidad de acero se usa para la construcción de muros de gravedad, minimizando así el tamaño de las secciones del muro. A este tipo de muros se les conoce como muros de semigravedad.

La construcción de este tipo de muros no es una opción económica cuando se tienen taludes muy altos.

5.5.2. Muros de contención en voladizo

Están hechos de concreto reforzado y constan de un tallo delgado y una losa de base.

La estructura vertical soportada sobre la base horizontal actúa como una viga horizontal en voladizo para resistir el empuje de la tierra. Este tipo de construcción es económica hasta una altura de 8 metros.

5.5.3. Muros de contención con contrafuertes

Estos son similares a los muros en voladizo. Sin embargo, a intervalos regulares estos tipos de muros tienen losas delgadas de concreto conocidas como contrafuertes; las cuales conectan entre sí el muro con la losa de la base.

El propósito de los contrafuertes es reducir la fuerza cortante y los momentos flexionantes a los que el muro es sometido.

5.5.4. Muros de mampostería

Son muros generalmente contruidos de bloques de concreto y tienen columnas a cada cierta distancia. Dentro de cada bloque se funden pines de acero que ayudan a contrarrestar la fuerza de empuje sobre el muro.

Tienen la desventaja de ser costosos y de necesitar mano de obra especializada para su construcción.

5.5.5. Tablaestacas

La construcción de este tipo de muros se hace recomendable en aquellas ocasiones en las que el nivel del agua es muy alto, o el suelo en el que se sustentará la obra es demasiado blando.

Consisten en piezas de madera o metal que se hincan en el pie del talud y se fijan en su parte superior por medio de tensores que se anclan en su parte superior a bloques de concreto.

6. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO, PARA LA ALDEA SHUSHO ARRIBA

6.1. Descripción general del proyecto

Para este caso en particular se requiere diseñar un muro de contención en voladizo, de concreto armado, para un talud de 7 metros de altura y una longitud de 20 metros, dejando juntas de construcción de 5 centímetros a cada 4 metros, por lo que la longitud total se cubrirá con 5 módulos de 4 metros de longitud y 7 metros de altura, cada uno.

6.2. Resultados de la prueba de compresión triaxial

Con la finalidad de conocer las características del suelo que necesita ser retenido por el muro, se realizó un ensayo de compresión triaxial con lo que también se pretende averiguar los parámetros de resistencia al corte.

Se procedió a tomar una muestra con un volumen de 1 pie cúbico de material, para lo cual se excavó a una profundidad de 2 metros. Luego de tallar la muestra se procedió a aplicar una capa de parafina derretida, con lo cual se pretende que las características de la muestra permanezcan inalteradas.

Luego de llevar la muestra al laboratorio para su previo ensayo, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tipo de ensayo:	No consolidado no drenado
Descripción del suelo:	Arena limosa con partículas de grava café
Profundidad:	2 metros
Peso específico:	1.75 Ton. / m ³

Parámetros de corte:

Ángulo de fricción interna.	$\phi = 29.7^\circ$
Cohesión:	$c = 6.0 \text{ Ton. / m}^2$

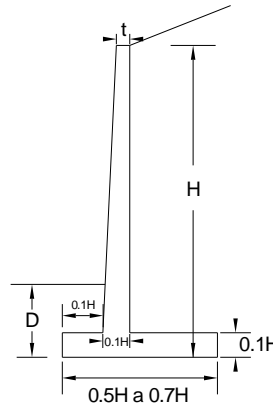
El diagrama de Mohr, así como la envolvente de falla y los demás resultados de la prueba triaxial, se muestran en la figura 33 del anexo, en el reporte de laboratorio proporcionado por la Sección Mecánica de Suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería de la Facultad de ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

6.3. Dimensionamiento de muros de contención

Al momento de diseñar un muro, se hace necesario proponer algunas de las dimensiones del mismo, esto permitirá revisar las secciones de prueba por estabilidad. Si las revisiones por estabilidad dan resultados no deseados, las secciones se cambian y vuelven a revisarse.

La figura 9 muestra las proporciones generales de varios componentes de muros, que se utilizan en las revisiones iniciales.

Figura 9. Dimensionamiento de muros de contención en voladizo.



Se recomienda que la profundidad D hasta la base de la losa no sea menor que 0.6 metros y que el espesor t no sea menor que 0.3 metros.

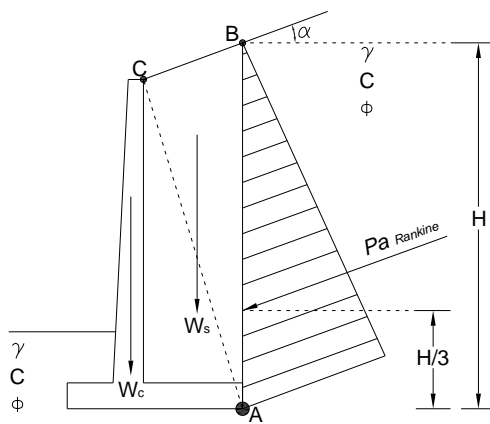
6.4. Aplicación de las teorías de la presión lateral de tierra al diseño

Existen dos fases en el diseño de un muro de contención. Primero es necesario conocer la presión lateral que ejerce la tierra sobre el muro. La estructura en su conjunto se revisa por estabilidad, que incluye la revisión de posibles fallas por volteo, deslizamiento y capacidad de carga. En segundo lugar cada componente de la estructura se revisa por resistencia adecuada y se determina el refuerzo para cada componente.

Para el diseño de este muro se utilizará la teoría de presión de Rankine, para lo cual es necesario hacer varias suposiciones. En el caso de muros de contención en voladizo es necesario dibujar una línea vertical AB , como lo indica la figura 10, donde se supone que la condición activa de Rankine actúa.

Las ecuaciones de la presión activa Rankine se utilizan para calcular la presión lateral sobre la cara AB . En el análisis de estabilidad del muro, deben tomarse en consideración la fuerza P_a (Rankine), el peso, W_s , del suelo arriba del talón y el peso, W_c , del concreto.

Figura 10. Teoría de presión lateral de tierra de Rankine.



6.4.1. Revisión de la estabilidad

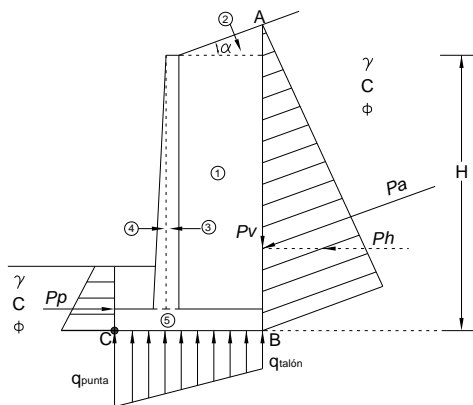
Para revisar la estabilidad de un muro de contención, son necesarios los siguientes pasos:

1. Revisión por volteo respecto a la punta
2. Revisión por deslizamiento a lo largo de la base
3. Revisión por falla de capacidad de carga de la base

6.4.1.1. Revisión por volteo

La figura 11 muestra las fuerzas que actúan sobre un muro en voladizo, donde P_a (Rankine), actúa sobre el plano el plano vertical AB y P_p (Rankine), que es la presión pasiva de Rankine actúa sobre la parte frontal del puntal del muro.

Figura No. 11. Revisión por volteo.



El factor de seguridad contra volteo respecto a la punta, en el punto C se expresa como:

$$FS_{volteo} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_O}$$

Donde:

ΣM_O = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto al punto C

ΣM_R = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto C

El momento de volteo puede calcularse como:

$$\Sigma M_O = P_h \left(\frac{H'}{3} \right)$$

Donde $P_h = P_a \cos \alpha$. Para el cálculo del momento resistente, ΣM_R , se considera que el peso del suelo sobre el talón, el peso del concreto y la fuerza P_v contribuyen al momento resistente. La fuerza P_v es la componente vertical de la fuerza activa P_a y se calcula de la siguiente manera:

$$P_v = P_a \operatorname{sen} \alpha$$

El momento de la fuerza P_v respecto al punto C es:

$$M_v = P_a \operatorname{sen} \alpha B$$

Donde B es el ancho de la losa de la base. Para facilitar el cálculo del momento resistente, es útil utilizar una tabla como la siguiente:

Tabla III. Procedimiento para el cálculo de ΣM_R .

Sección	Área	Peso/unidad de longitud de muro	Brazo de momento respecto a C	Momento respecto a C
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_2 A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_3 = \gamma_c A_3$	X_3	M_3
		P_v	B	M_v
		ΣV		ΣM_R

Una vez calculado ΣM_R , el factor de seguridad se calcula como:

$$FS_{volteo} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_O}$$

$$FS_{volteo} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_V}{P_a \cos \alpha (H'/3)}$$

El valor usual mínimo deseable para el factor de seguridad con respecto al volteo es 2, por lo que $FS_{volteo} > 2$.

6.4.1.2 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

El factor de seguridad contra deslizamiento se expresa por la ecuación:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma M_d}$$

Donde:

ΣF_R = suma de las fuerzas horizontales resistentes

ΣF_d = suma de las fuerzas horizontales de empuje

La resistencia cortante del suelo directamente debajo de la losa de base se representa como:

$$S = \sigma \tan \delta + C_a$$

Donde:

δ = ángulo de fricción interna entre el suelo y la base

C_a = cohesión entre el suelo y la base

La fuerza resistente máxima que se obtiene del suelo por unidad de longitud del muro a lo largo de la losa de base es:

$$\Sigma F_R = \Sigma V \tan \delta + BC_a + P_p$$

La única fuerza horizontal que tendrá a generar un deslizamiento es la componente horizontal de la fuerza activa P_a , por lo que

$$\Sigma F_d = P_a \cos \alpha$$

Entonces el factor de seguridad contra deslizamiento se calcula de la siguiente manera:

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\Sigma V \tan \delta + Bc_a + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

Donde:

$$\delta = \kappa_1 \Phi$$

$$C_a = \kappa_2 C$$

Por lo general los valores de κ_1 y κ_2 se encuentran en el rango de 1/2 a 2/3. Sustituyéndolos en la expresión de arriba se tiene:

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\Sigma V \tan(\kappa_1 \Phi) + B\kappa_2 C + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

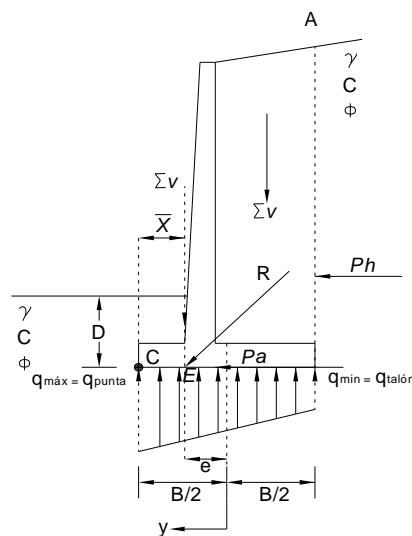
Se requiere que el factor de seguridad no sea menor a 1.5, por lo tanto $FS_{deslizamiento} > 1.5$. Cuando en algunos casos no se obtiene un factor mayor a 1.5, es necesario colocar un dentellón en la base con lo cual se incrementará la resistencia al deslizamiento.

6.4.1.3 Revisión de la falla por capacidad de apoyo

Debido a que la presión vertical es transmitida al suelo por la losa de la base del muro, es necesario compararla contra la capacidad de carga última del suelo.

El diagrama de variación de presión vertical transmitida por la losa de base al suelo se muestra en la figura 12, donde q_{punta} y $q_{talón}$, son las presiones máxima y mínima en los extremos de las secciones de la punta y talón.

Figura 12. Revisión por falla de capacidad de carga.



La suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa de base es ΣV y la fuerza horizontal es $P_h = P_a \cos \alpha$, sea R la fuerza resultante que viene dada por la siguiente expresión:

$$R = \Sigma V + P_a \cos \alpha$$

Entonces, el momento neto de esas fuerzas respecto al punto C es

$$M_{neto} = \Sigma M_R - \Sigma M_o$$

Estos valores fueron previamente determinados, en el chequeo por volteo. Considerando que la línea de acción de la resultante, R , cruza la losa de base en el punto E como lo muestra la figura 11, la distancia CE es igual a:

$$CE = X = \frac{M_{neto}}{\Sigma V}$$

Por consiguiente, la excentricidad de la resultante, R , se expresa como:

$$e = \frac{B}{2} - CE$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{(\Sigma M_R - \Sigma M_o)}{\Sigma V}$$

La distribución de presiones bajo la losa de base se determina de la siguiente manera:

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{neto} \cdot y}{I}$$

Donde:

$$M_{neto} = \text{momento} = (\Sigma V)e$$

I = momento de inercia por unidad de longitud de la base

$$= \frac{1}{12} (1) (B^2)$$

Para el cálculo de la presión máxima y mínima se tiene:

$$q = \frac{\Sigma V}{(B)(1)} \pm \frac{(e)(\Sigma V)(B/2)}{(1/12)(B^3)} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{m\acute{a}x} = q_{punta} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{m\acute{i}n} = q_{tal\acute{o}n} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Cuando el valor de la excentricidad, e , es mayor que $B/6$ el valor de $q_{m\acute{i}n}$ resulta negativa. Esto indica que se produce un esfuerzo de tensión en el extremo de la sección del talón.

Este esfuerzo no es deseable, puesto que la resistencia del suelo a los esfuerzos de tensión es muy pequeña. Si el análisis del diseño muestra que $e > B/6$, el diseño debe rehacerse adoptando nuevas dimensiones.

Para calcular el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga, es necesario calcular la capacidad de carga última de la cimentación, utilizando la teoría de capacidad de carga de Terzaghi. Esta teoría sugiere que para una cimentación corrida existe debajo de la misma, una falla por esfuerzo cortante cuyo efecto puede suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente efectiva igual a $q = \gamma D_f$, donde γ es el peso específico del suelo.

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última de la forma.

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde:

c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$, sobrecarga efectiva equivalente

N_c, N_q, N_γ , = factores de capacidad de carga adimensionales

La ecuación anteriormente descrita, es válida únicamente para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares pero no se aplica para cimentaciones de tipo rectangular ($0 < B/L < 1$). Además esta ecuación tampoco toma en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla ni la posibilidad de que la carga sobre la cimentación presente alguna inclinación.

Para tomar en cuenta todos los factores posibles, Meyerhof (1963) sugirió la siguiente forma de la ecuación general de la capacidad de carga:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

B = ancho de la cimentación

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores por inclinación de la carga

Una vez que la capacidad última de apoyo del suelo fue calculada utilizando la ecuación general de capacidad de carga, el factor de seguridad por capacidad de carga se determina así:

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}}$$

Generalmente, se requiere un factor de seguridad de 3, es decir $FS_{\text{capacidad de carga}} > 3$.

6.5. Diseño de muro de contención en voladizo

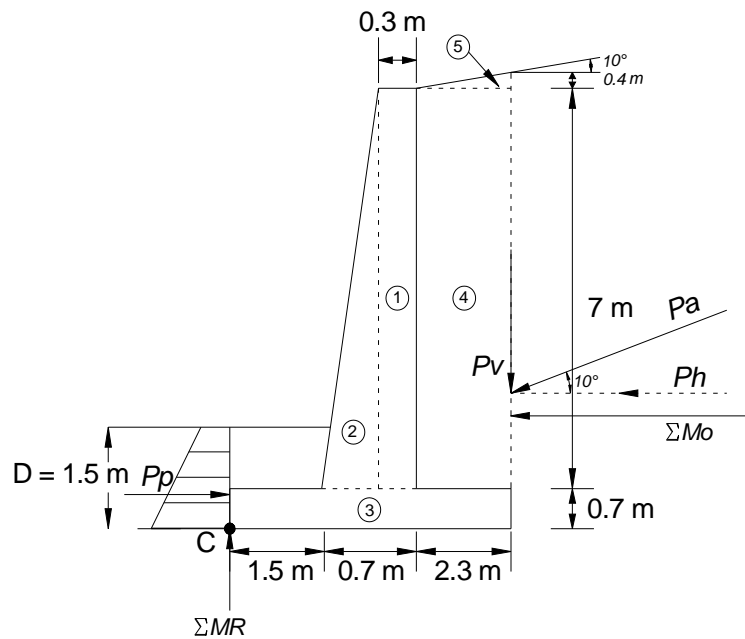
6.5.1. Parámetros de diseño

Peso específico del suelo:	$\gamma_s = 1.75 \text{ Ton/m}^3$
Ángulo de fricción interna:	$\Phi = 29.7^\circ$
Cohesión:	$c = 6 \text{ Ton/m}^2$
Peso específico del concreto:	$\gamma_c = 2.4 \text{ Ton/m}^3$
$f'c$:	352 Kg/cm^2
f_y :	2810 Kg/cm^2

6.5.2. Dimensionamiento

La figura 13 muestra las dimensiones que se han propuesto para hacer el análisis del diseño:

Figura 13. Dimensionamiento de muro.



6.5.3 Revisión de la estabilidad

Haciendo referencia a la figura 13, se calcula la altura total del muro, H_T , así como las fuerzas activas, P_a y pasivas, P_p de la siguiente manera:

$$H_T = H_1 + H_2 + H_3$$

$$H_T = 0.4 + 7 + 0.7$$

$$H_T = 8.10 \text{ m.}$$

Calculando los coeficientes de empuje de tierra de Rankine:

$$K_a = \cos(10) \frac{\cos(10) - \sqrt{\cos^2(10) - \cos^2(29.7)}}{\cos(10) + \sqrt{\cos^2(10) - \cos^2(29.7)}} = 0.34$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{1}{0.34} = 2.96$$

La fuerza activa de Rankine por unidad de longitud de muro es igual a:

$$P_a = \frac{1}{2}(1.75)(0.34)(8.1)^2 = 19.52 \text{ Ton./m}$$

Las componentes vertical, P_V y horizontal, P_H de la fuerza activa de Rankine son:

$$P_V = (19.52)\text{sen}(10) = 3.39 \text{ Ton./m}$$

$$P_H = (19.52)\text{cos}(10) = 19.23 \text{ Ton./m}$$

6.5.3.1. Factor de seguridad contra volteo

El factor de seguridad contra volteo se calcula de la siguiente manera:

$$FS_{volteo} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_O}$$

Para calcular el momento resistente se hace con la siguiente tabla:

Tabla IV. Cálculo de ΣM_R , para identificar los números de sección refiérase a la figura 13

Sección	Área (m ²)	Peso/Unidad de longitud (T/m)	Brazo (m)	Momento (T - m)
1	2.1	5.04	2.05	10.34
2	1.4	3.36	1.77	5.95
3	3.15	7.56	2.25	17.01
4	16.1	28.18	3.35	94.41
5	0.46	0.81	3.73	3.03
P_V		3.39	4.5	15.26
		$\Sigma V = 48.34$		$\Sigma MR = 146$

El

momento de volteo, M_O , se calcula de la siguiente manera:

$$\Sigma M_O = P_h \left(\frac{H_T}{3} \right) = (19.23) \left(\frac{8.1}{3} \right) = 51.92 \text{ Ton. - m}$$

Donde H_T es la altura total medida desde la parte inferior de la losa de cimentación del muro, hasta la superficie del terraplén.

El factor de seguridad será entonces:

$$FS_{volteo} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_O} = \frac{146}{51.92} = 2.81 > 2$$

Como $FS_{volteo} > 2$ se concluye que si chequea por volteo.

6.5.3.2 Factor de seguridad contra deslizamiento

El factor de seguridad contra deslizamiento viene dado por:

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_d} = \frac{\Sigma_v \tan(\kappa_1 \varphi) + B \kappa_2 c + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

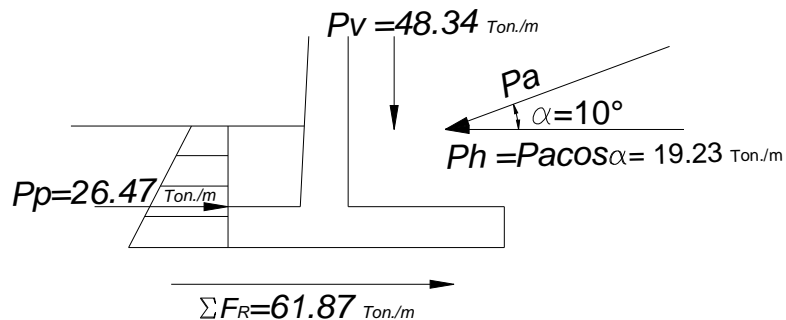
Entonces, sea $\kappa_1 = \kappa_2 = \frac{2}{3}$. Calculando la fuerza pasiva de Rankine se tiene:

$$P_p = \frac{1}{2} (1.75)(2.96)(1.5)^2 + (2)(6)\sqrt{2.96} = 26.47 \text{ Ton./m}$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{(48.34) \tan\left(\frac{2}{3} \times 29.7\right) + (4.5)\left(\frac{2}{3}\right)(6) + 26.47}{19.23} = \frac{61.87}{19.23} = 3.21 > 1.5$$

Como $FS_{\text{deslizamiento}} > 1.5$ se concluye que si chequea por deslizamiento.

Figura 14. Factor de seguridad contra deslizamiento.



6.5.3.3 Factor de seguridad contra falla por capacidad de apoyo

Se determina primero la excentricidad a la que la resultante de las fuerzas verticales actúa sobre la base de la losa, de la siguiente manera:

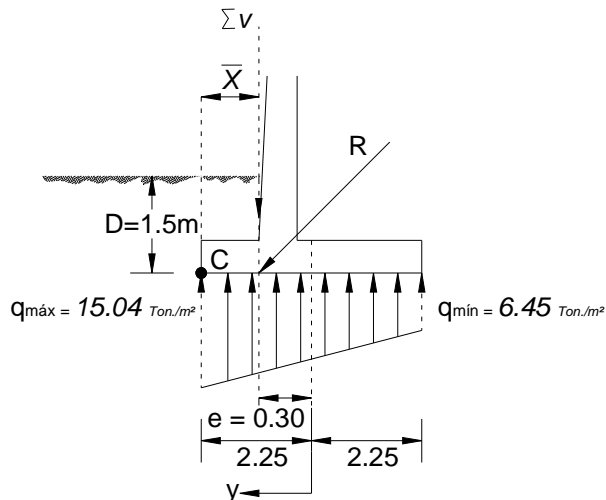
$$e = \frac{4.5}{2} - \frac{(146 - 51.92)}{48.34} = 0.30$$
$$0.30 < \frac{B}{6} = \frac{4.5}{6} = 0.75$$

Calculando $q_{\text{máx}}$ y $q_{\text{mín}}$ se tiene:

$$q_{\text{máx}} = q_{\text{punta}} = \frac{48.34}{4.5} \left(1 + \frac{6(0.30)}{4.5} \right) = 15.04 \text{ Ton./m}^2$$

$$q_{\text{mín}} = q_{\text{talón}} = \frac{48.34}{4.5} \left(1 - \frac{6(0.30)}{4.5} \right) = 6.45 \text{ Ton./m}^2$$

Figura 15. Factor de seguridad contra falla por capacidad de apoyo.



Se procede ahora a calcular la capacidad última del suelo a través de:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Calculando los factores de capacidad de carga, para $\Phi = 29.7^\circ$:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) e^{\pi \tan \Phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{29.7}{2} \right) e^{\pi \tan(29.7)} = 30.14$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi = (17.79 - 1) \cot(29.7) = 18.40$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \Phi = 2(17.79 + 1) \tan(29.7) = 22.40$$

Se calcula también:

$$q = \gamma D = (1.75)(1.5) = 2.63 \text{ Ton}/m^2$$

$$B' = B - 2e = (4.50) - 2(0.30) = 3.9m$$

Por tratarse de una cimentación continua los factores de forma F_{cs} , F_{qs} , y $F_{\gamma s}$ vamos a suponer que son igual a 1. Los factores de profundidad se calculan de la siguiente manera:

$$F_{cd} = 1 + .04 \left(\frac{D}{B'} \right) = 1 + .04 \left(\frac{1.5}{3.9} \right) = 1.15$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \Phi (1 - 2 \sin \Phi)^2 \left(\frac{D}{B'} \right) = 1 + 2 \tan(29.7) (1 - 2 \sin(29.7))^2 \left(\frac{1.5}{3.9} \right) = 1.11$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Calculando ahora los factores de inclinación, se tiene:

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{19.22}{48.34}\right) = 21.68^\circ$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = \left(1 - \frac{21.68^\circ}{90^\circ}\right)^2 = 0.57$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\Phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{21.68^\circ}{29.7^\circ}\right)^2 = 0.07$$

Se calcula ahora la capacidad última de carga del suelo:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_u = (6)(18.40)(1.15)(1)(0.57) + (2.63)(30.14)(1.11)(1)(0.57) + \frac{1}{2}(1.75)(3.9)(22.40)(1)(1)(0.07)$$

$$q_u = 127.86 \text{ Ton/m}^2$$

Una vez determinada la capacidad última de carga del suelo, se procede a calcular el factor de seguridad, de la siguiente manera:

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{127.86}{15.04} > 3$$

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = 8.5 > 3$$

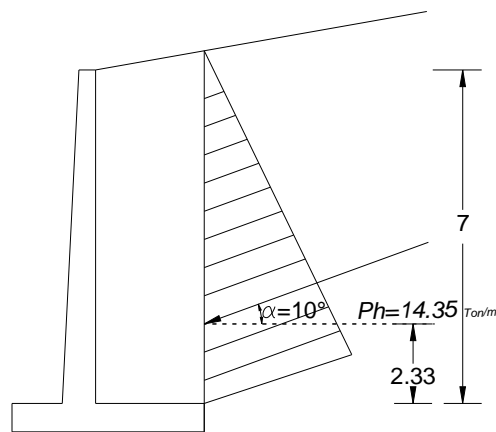
Como $FS_{\text{capacidad de carga}} > 3$, se concluye que si chequea contra falla por capacidad de apoyo.

6.6. Diseño del armado del muro

6.6.1. Diseño del armado de la cortina

Se procede ahora a calcular las fuerzas que actúan sobre la cortina las cuales se presentan en la figura 16:

Figura 16. Fuerzas que actúan sobre la cortina.



Se calcula primero la componente horizontal, P_h , de la fuerza activa de Rankine así:

$$P_h = P_a \cos \alpha$$

Donde:

P_a = fuerza activa de Rankine.

α = ángulo de inclinación del terraplén sobre el muro.

$$P_h = P_a \cos \alpha$$
$$P_h = \frac{1}{2} (0.34)(1.75)(7)^2 \cos(10)$$
$$P_h = 14.35 \text{ Ton/m}$$

Calculando ahora el peralte efectivo de la siguiente manera:

$$d = t - R - \phi/2$$

Donde:

t = espesor de la cortina.

R = recubrimiento.

ϕ = diámetro de hierro propuesto.

asumiendo un diámetro del # 8, se tiene:

$$d = (70 - 7.5 - 1.27) = 61.23 \text{ cm.}$$

Se hace ahora el chequeo por corte:

$$V_u \leq \phi V_n \text{ (ACI 9.1.1)}$$

Donde:

V_u = fuerza de corte mayorada.

ϕV_n = resistencia al cortante de diseño.

$$V_u = (1.7)(14.35) = 24.40 \text{ Ton/m}$$

$$\phi V_n = 2\phi\sqrt{f'c}bd \text{ (ACI 11.3)}$$

$$\phi V_n = 2(0.85)\sqrt{352}(100)(61.23)/1000 = 195.29 \text{ Ton/m}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$24.40 < 195.29$$

Se hace ahora el chequeo por flexión:

$$M_u \leq \phi M_n \text{ (ACI 9.1.1)}$$

Donde:

M_u = momento flector mayorado.

ϕM_n = resistencia al momento flector de diseño.

$$M_u = (1.7)(14.35)\left(\frac{7}{3}\right) = 56.92 \text{ Ton} \cdot \text{m}/\text{m}$$

Calculando el área de acero mínima, (A_{Smin}) y el área de acero requerida (A_{Sreq}) se tiene:

$$A_{S_{Min}} = \frac{14.1}{2810} * 100 * 61.23 = 30.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{Req}} = \left[100 * 61.23 - \frac{0.85 * 352}{2810} * \sqrt{(100 * 61.23)^2 - \frac{56.92 * 1000 * 100}{0.003285 * 352}} \right] = 37.86 \text{ cm}^2$$

$$\phi M_n = 0.90 * \left[37.86 * 2810 \left(61.23 - \frac{(37.86 * 2810)}{1.7(352)(100)} \right) \right] / 100000 = 57 \text{ Ton} \cdot \text{m}/\text{m}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$56.92 \leq 57.00$$

Calculando el acero por temperatura, (A_{st}) se tiene:

$$A_{st} = 0.0018 (100)(61.23) = 11.02 \text{ cm}^2$$

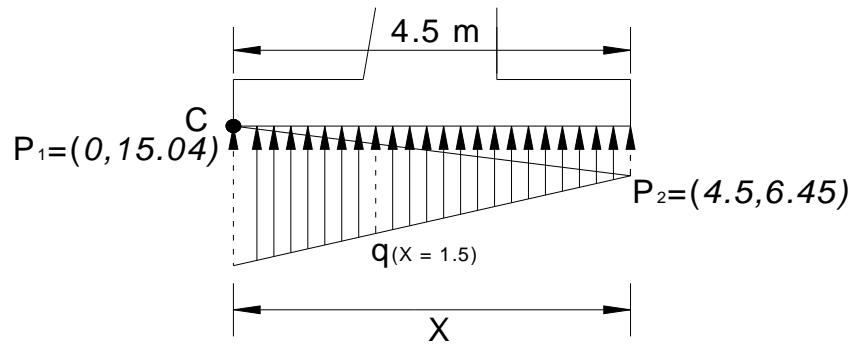
Por lo que se concluye que el armado de la cortina irá de la siguiente manera:

- En la cara posterior colocar hierro del # 8 @ 0.20 metros, en el sentido transversal y hierro # 4 @ 0.15 m en el sentido longitudinal.
- En la cara frontal colocar hierro # 3 @ 0.25 metros, en ambos sentidos.

▪ **Diseño del armado de la losa de base**

Para determinar la carga que actúa a lo largo de la parte inferior de la base de cimentación y tomando en cuenta que el diagrama de carga distribuida bajo la losa es lineal, plantearemos la siguiente ecuación que nos ayudará a determinar la carga q para cualquier distancia x medida desde el punto C de la figura 17.

Figura 17. Distribución de cargas bajo la losa de la base.



Tomando como origen el punto C se tiene lo siguiente:

$$\text{Punto}_1 = (0, q_{max}) = (0, 15.04)$$

$$\text{Punto}_2 = (4.5, q_{min}) = (4.5, 6.45)$$

$$m = \frac{(q_1 - q_0)}{(x_1 - x_0)} = \frac{(6.45 - 15.04)}{(4.5 - 0)} = -1.91$$

Sustituyendo el valor de la pendiente en la forma punto pendiente de la ecuación de una recta se tiene:

$$q - q_0 = m(x - x_0)$$

$$q - 15.04 = -1.91(x - 0)$$

$$q = 15.04 - 1.91x$$

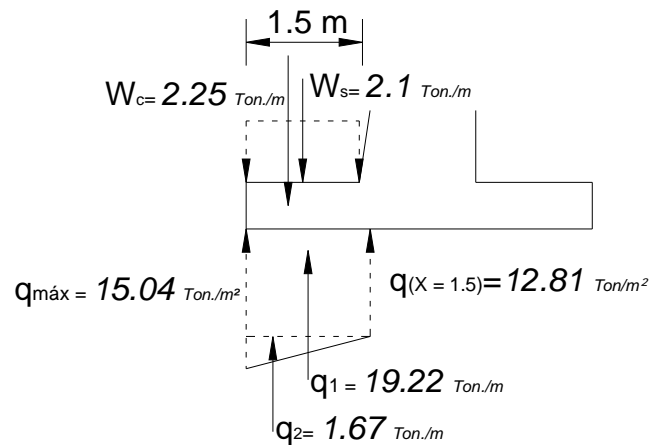
6.6.1.1. Diseño del armado del puntal

Como primer paso, se calculará la carga bajo la sección de la losa del puntal, para una distancia $x = 1.5$ metros:

$$q = 15.04 - 1.91(1.5) = 12.81 \text{ Ton/m}^2$$

Ahora se calcula la carga total que actúa bajo la losa del puntal, haciendo la sumatoria de las áreas que forman el diagrama de cargas, mostrado en la figura 18, de la siguiente manera:

Figura 18. Diagrama de cargas de la losa del puntal.



$$q_1 = (12.81)(1.5) = 19.22 \text{ Ton./m}$$

$$q_2 = \frac{1}{2}(15.04 - 12.81)(1.5) = 1.67 \text{ Ton./m}$$

$$q_T = 19.22 + 1.67 = 20.89 \text{ Ton./m}$$

Se calcula ahora el peso de la sección de la losa del puntal y de la porción de suelo sobre la misma, mostrada en la figura 16, de la siguiente manera:

$$W_c = (0.7)(1.5)(2.4) = 2.25 \text{ Ton./m}$$

$$W_s = (0.8)(1.5)(1.75) = 2.1 \text{ Ton./m}$$

Calculando el peralte efectivo, asumiendo un diámetro del # 4:

$$d = (70 - 7.5 - 0.95) = 61.55 \text{ cm.}$$

Se hace ahora el chequeo por corte:

$$V_u \leq \phi V_n \text{ (ACI 9.1.1)}$$

Donde:

V_u = fuerza de corte mayorada.

ϕV_n = resistencia al cortante de diseño.

$$V_u = (1.7)(20.89) - (0.9)(2.25) = 33.49 \text{ Ton/m}$$

$$\phi V_n = 2\phi \sqrt{f'c} b d \text{ (ACI 11.3)}$$

$$\phi V_n = 2(0.85) \sqrt{352} (100) (61.55) / 1000 = 196.31 \text{ Ton/m}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$33.49 < 196.31$$

Se hace ahora el chequeo por flexión:

$$M_u \leq \phi M_n \text{ (ACI 9.1.1)}$$

Donde:

M_u = momento flector mayorado.

ϕM_n = resistencia al momento flector de diseño.

$$M_u = (1.7) \left[(19.22) \left(\frac{1.5}{2} \right) + (2.23) \left(\frac{1.5}{3} \right) \right] - (0.9) \left[2.25 \left(\frac{1.5}{2} \right) \right] = 24.88 \text{ Ton-m/m}$$

Calculando el área de acero mínima se tiene:

$$A_{S_{Min}} = \frac{14.1}{2810} * 100 * 61.55 = 30.88 \text{ cm}^2$$

$$\phi M_n = 0.90 * \left[30.88 * 2810 \left(61.55 - \frac{(30.88 * 2810)}{1.7(352)(100)} \right) \right] / 100000 = 46.94 \text{ Ton-m/m}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

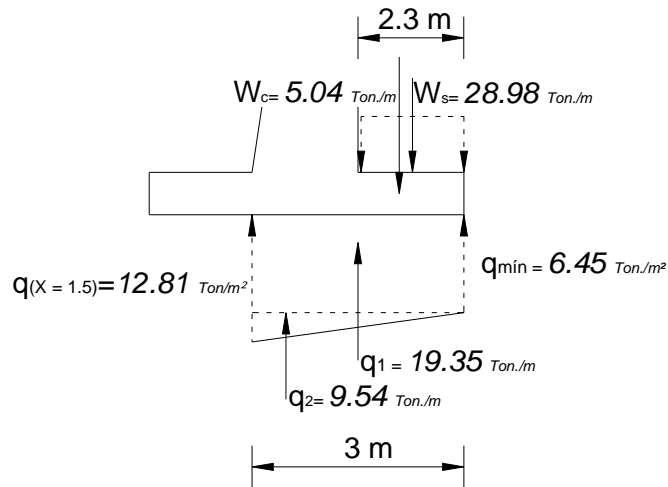
$$24.88 \leq 46.94$$

Para el armado de la losa del puntal se colocara hierro # 8 a cada 0.20 metros en el sentido transversal y hierro # 4 a cada 0.15 metros en el sentido longitudinal.

6.1.1.1. Diseño del armado del talón

Calculando la fuerza total que actúa bajo la sección de la losa del talón, mostrada en la figura 19, se tiene:

Figura 19. Diagrama de cargas de la losa del talón.



$$q_1 = (12.81)(1.5) = 19.22 \text{ Ton./m}$$

$$q_2 = \frac{1}{2}(15.04 - 12.81)(1.5) = 1.67 \text{ Ton./m}$$

$$q_T = 19.22 + 1.67 = 20.89 \text{ Ton./m}$$

Se calcula ahora el peso de la sección de la losa del talón y de la porción de suelo sobre la misma, mostrada en la figura 19, se tiene:

$$W_c = (0.7)(3.00)(2.4) = 5.04 \text{ Ton/m}$$

$$W_s = (2.3)(7)(1.75) + \frac{1}{2}(2.3)(0.4)(1.75) = 28.98 \text{ Ton/m}$$

Calculando el peralte efectivo, asumiendo un diámetro del # 4:

$$d = (70 - 7.5 - 0.95) = 61.55 \text{ cm.}$$

Se hace ahora el chequeo por corte:

$$V_u \leq \phi V_n \text{ (ACI 9.1.1)}$$

Donde:

V_u = fuerza de corte mayorada.

ϕV_n = resistencia al cortante de diseño.

$$V_u = (1.4)(5.04 + 28.98) = 47.50 \text{ Ton/m}$$

$$\phi V_n = 2\phi \sqrt{f'c} b d \text{ (ACI 11.3)}$$

$$\phi V_n = 2(0.85)\sqrt{352}(100)(61.55) / 1000 = 196.31 \text{ Ton/m}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$47.50 < 196.31$$

Chequeando por flexión:

$$M_u \leq \phi M_n \text{ (ACI 9.1.1)}$$

Donde:

M_u = momento flector mayorado.

ϕM_n = resistencia al momento flector de diseño.

$$M_u = (1.4) \left((5.04) \left(\frac{3}{2} \right) + (28.98) \left(\frac{2.3}{2} \right) \right) = 57.10 \text{ Ton}\cdot\text{m}/\text{m}$$

Calculando el área de acero mínima, (A_{Smin}) y el área de acero requerida (A_{Sreq}) se tiene:

$$A_{S_{Mín}} = \frac{14.1}{2810} * 100 * 61.55 = 30.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{Req}} = \left[100 * 61.55 - \frac{0.85 * 352}{2810} * \sqrt{(100 * 61.55)^2 - \frac{57.10 * 1000 * 100}{0.003285 * 352}} \right] = 37.77 \text{ cm}^2$$

$$\phi M_n = 0.90 * \left[37.77 * 2810 \left(61.55 - \frac{(37.77 * 2810)}{1.7(352)(100)} \right) \right] / 100000 = 58 \text{ Ton}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$57.10 \leq 58.00$$

Calculando el acero por temperatura, (A_{st}) se tiene:

$$A_{st} = 0.0018 (100)(61.55) = 11.08 \text{ cm}^2$$

Para el armado de la losa del talón se colocará hierro # 8 a cada 0.20 metros en el sentido transversal y hierro # 4 a cada 0.20 metros en el sentido longitudinal.

6.7. Drenaje

Los fallos o daños que ocasionalmente ocurren en muros de contención se deben, en parte, al insuficiente drenaje que se le suministra al relleno que está siendo retenido por el muro.

La presión hidrostática que genera el agua superficial aumenta considerablemente el empuje sobre el muro e incrementan en forma correspondiente las presiones de contacto bajo la zapata.

En este caso en específico el drenaje se suministrará por medio de lloraderos. Estos están conformados por tubos de PVC de 3 pulgadas de diámetro embebidos en el muro, espaciados a una distancia vertical de 1.5 metros y a una distancia horizontal de 2 metros. Además se colocará en la parte posterior del muro y de los lloraderos, una capa de piedrín triturado de $\frac{3}{4}$ ", que tendrá un espesor de 0.20 metros.

6.8. Cálculo del presupuesto por renglones de trabajo

Se presenta a continuación el resumen de los renglones de trabajo que conforman el presupuesto del proyecto, calculados para un módulo de 4 metros de longitud que multiplicado por 5 cubre los 20 metros totales de longitud del proyecto.

Los precios de materiales y mano de obra que se listan a continuación, fueron tomados de conformidad con los precios que maneja la municipalidad de Chiquimula, así como de los precios que se manejan en el medio local. El desglose detallado de cada renglón puede verse en la tabla XII del apéndice.

Tabla V. Resumen de renglones de trabajo del muro de contención.

RESUMEN DE COSTOS

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	SUMA PARCIAL	TOTAL
LIMPIEZA GENERAL	M2	18.00	Q 6.50	Q 6.50	Q 117.00
TRAZO Y ESTAQUEADO	ML	17.00	Q 5.00	Q 5.00	Q 85.00
CIMENTACIÓN	M3	12.60	Q 1,054.66	Q 1,054.66	Q 13,288.72
CORTINA DE MURO	M3	14.00	Q 1,646.91	Q 1,646.91	Q 23,056.67
DRENAJE	ML	8.00	Q 73.87	Q 73.87	Q 590.96
COSTO TOTAL DE MÓDULO DE 4 METROS DE LONGITUD					Q 37,021.34

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	SUMA PARCIAL	TOTAL
MÓDULO DE 4 METROS DE LONGITUD	UNIDAD	5	Q37,021.34	Q 37,021.34	Q 185,106.71
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 185,106.71

CONCLUSIONES

1. El diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, del caserío El Chilar, beneficiará a sus 162 habitantes proveyéndoles de una dotación regular de agua que llegará desde la fuente hasta sus viviendas.
2. La fuente de agua propuesta por la comunidad para el proyecto es de tipo superficial y brinda el caudal necesario para abastecer adecuadamente a la población del caserío, durante el período de diseño del proyecto que será de 21 años.
3. Tomando en cuenta que en Guatemala gran porcentaje de las fuentes superficiales, presenta algún tipo de contaminación, por lo tanto es necesario contar con un sistema de desinfección del agua, para que la misma sea apta para el consumo humano.
4. El resultado de los análisis fisicoquímico y bacteriológico, demostraron que el agua es apta para el consumo humano, pero para garantizar la calidad sanitaria de la misma es necesario adoptar un tratamiento de desinfección a través de la cloración del agua.
5. El diseño hidráulico del proyecto se realizó conforme a la norma de diseño de UNEPAR, respetando los rangos establecidos para las presiones dinámicas y estáticas.

6. El diseño de la línea de distribución se hizo por medio de un sistema de ramales abiertos, el cual es el más recomendado para acueductos rurales debido a que en estas comunidades las viviendas se encuentran asentadas de una manera dispersa.
7. Se adoptó para este proyecto un tipo de conexión predial, la cual consiste en colocar un grifo por vivienda en un lugar visible dentro del predio de cada familia.
8. Para la aldea Shusho Arriba, se diseñó un muro de contención en voladizo, el cual se construirá con concreto reforzado y contará con un sistema de drenaje que ayudará a eliminar el exceso de agua, evitando así que ésta provoque sobrecargas a la cortina del muro.
9. Para cubrir la longitud total del talud a retener, la cual es de 20 metros, se diseñaron módulos de 4 metros de longitud y de 7 metros de altura colocando juntas de construcción de 5 cm. a cada 3 metros.
10. Para el drenaje del muro de contención se colocaron lloraderos, los cuales están hechos de tubos PVC de diámetro de 3 pulgadas espaciados a una distancia de 1.50 metros en el sentido vertical y a 2.00 metros en el sentido horizontal. Estos tubos se colocarán con una inclinación de 10 grados, para cada uno de los módulos. Además, se colocó una capa de grava con un espesor de 0.20 metros en la parte interna del muro.
11. Para el armado del muro, se hicieron los respectivos chequeos contra fuerza cortante y momento flexionante, tal como se establece en el código de diseño del ACI 318 – 02.

RECOMENDACIONES

1. Para darle tratamiento al agua es necesario utilizar un tanque hipoclorador, dentro del cual se vierte la solución de hipoclorito de calcio que servirá para la desinfección del agua. Dicho tanque por lo regular se instala a la entrada del tanque de distribución.
2. Debe prepararse una solución de hipoclorito al 0.1% con una concentración de cloro del 65%. Para esto se requerirán 1538 gramos de hipoclorito por cada 1000 litros de agua.
3. Al consejo comunitario de desarrollo del caserío El Chilar, se sugiere crear un comité de vecinos que se encargará de poner en marcha el programa de operación y mantenimiento. Además dicho comité será el encargado de recolectar la tarifa mensual, con la que se pondrá en marcha este programa.
4. Realizar las acciones legales correspondientes, para que garanticen los derechos de paso de la tubería, con lo que se pretende evitar cualquier tipo de problema a la hora de ejecutar el proyecto, así como en la fase de operación del mismo.
5. Es aconsejable reconocer las áreas de alto riesgo existentes en el municipio de Chiquimula, por parte de las autoridades correspondientes, para la implementación de planes y estrategias que den solución a problemas, tales como el deslizamiento de tierras, con el fin de garantizar la seguridad de la población.

BIBLIOGRAFÍA

1. Barrios Chávez, Carlos Enrique. Estudio geotécnico para la protección de taludes y diseño de muros de contención en la colonia La Buena Esperanza Puente Belice zona 6 de Guatemala. Trabajo de Graduación Ingeniero Civil Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, 1992.
2. Cabrera Seis, Jadenón. Vinicio. Guía teórica y práctica del curso de Cimentaciones 1. Trabajo de Graduación Ingeniero Civil Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, 1994.
3. Castañeda Ocaña, Francisco Alberto. Guía para el cálculo de tarifa en acueductos rurales. Trabajo de Graduación Ingeniero Civil Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, 1995.
4. Cifuentes Villatoro, Sergio Rene. Estudio y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Canaqué municipio y departamento de san Marcos. Trabajo de Graduación Ingeniero Civil Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, 1991.
5. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de Suelos y Cimentaciones**. 4ª edición. México: Editorial Limusa, S.A. de C.V., 2000. 608 pp.
6. Das, Braja M. **Principios de Ingeniería de Cimentaciones**. 4ª edición. s.i. Editorial Thomson. s. a.
7. De León Roblero, Cornelio David. Diseño de muros de contención de suelos. Trabajo de Graduación Ingeniero Civil Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, 1997.
8. Instituto De Fomento Municipal, Unidad Ejecutora Del Programa De Acueductos Rurales. Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales, Guatemala 1997. Segunda revisión.

9. Instituto Nacional De Estadística. Características Generales de Población y Habitación de Chiquimula, 2002.
10. Nilson, Arthur H. **Diseño de Estructuras de Concreto**. 12ª edición. s.i. Editorial McGraw Hill. s. a.
11. López Osoy, Luis Gustavo. Diseño de abastecimiento de agua potable para la aldea El Rincón Cedral, en el municipio de Amatitlán. Trabajo de Graduación Ingeniero Civil Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, 2003.
12. Rojas Mazariegos, Fredy Mauricio. Diseño del sistema de agua por gravedad y letrización para la aldea Sicabe Bella Vista municipio San –miguel Ixtahuacán del departamento de San Marcos. Trabajo de Graduación Ingeniero Civil Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, 1995.

APÉNDICE

Tabla VI. Libreta topográfica de la línea de conducción.

E	P. O.	AZIMUT			ZENIT			HS	HM	HI	h. i.	DH	COTA	TOTALES	
		G	M	S	G	M	S							Y	X
E1	E2	314	28	0	96	49	42	1.02	0.91	0.80	0.80	21.69	997.83	1015.19	984.52
E2	E3	223	7	17	93	19	36	1.99	1.85	1.70	1.70	28.90	995.84	994.10	964.76
E3	E4	223	2	1	95	34	5	1.79	1.62	1.45	1.45	33.68	992.33	969.48	941.78
E4	E5	253	21	33	92	30	29	2.12	2.05	1.97	1.97	14.97	991.23	965.19	927.44
E5	E6	294	31	7	99	29	30	1.86	1.76	1.66	1.66	19.43	987.58	973.25	909.76
E6	E7	283	55	12	97	48	15	1.87	1.53	1.19	1.19	66.75	978.17	989.31	844.97
E7	E8	269	51	56	88	58	12	1.93	1.85	1.77	1.77	15.99	978.04	989.27	828.98
E8	E9	253	42	1	93	22	12	1.09	1.00	0.90	0.90	18.93	977.38	983.96	810.81
E9	E10	281	52	0	90	39	25	1.76	1.65	1.54	1.54	22.00	976.73	988.48	789.28
E10	E11	356	21	18	97	1	20	1.85	1.75	1.66	1.66	18.22	974.23	1006.67	788.12
E11	E12	358	53	9	89	10	12	1.67	1.50	1.33	1.33	33.99	974.75	1040.66	787.46
E12	E13	266	32	41	86	12	57	1.09	0.92	0.76	0.76	33.35	977.42	1038.65	754.17
E13	E14	302	50	16	87	38	13	2.01	1.93	1.84	1.84	16.97	977.46	1047.85	739.91
E14	E15	314	58	32	93	53	4	1.40	1.28	1.16	1.16	23.89	975.82	1064.73	723.01
E15	E16	311	6	57	82	49	57	2.57	2.50	2.44	2.44	12.31	976.16	1072.83	713.74
E16	E17	345	20	28	91	40	27	1.55	1.43	1.31	1.31	23.48	975.34	1095.54	707.79
E17	E18	354	47	45	100	39	4	2.00	1.95	1.90	1.90	9.66	972.96	1105.16	706.92
E18	E19	344	58	45	88	54	13	0.79	0.67	0.55	0.55	23.49	974.18	1127.85	700.83
E19	E20	318	26	42	84	56	37	3.76	3.68	3.61	3.61	14.39	973.02	1138.62	691.29
E20	E21	333	54	44	91	22	45	2.29	2.05	1.81	1.81	48.47	970.99	1182.15	669.97
E21	E22	305	38	51	71	49	7	0.56	0.45	0.33	0.33	20.76	978.75	1194.25	653.10
E22	E23	305	39	8	84	22	27	1.08	0.89	0.70	0.70	37.63	983.07	1216.18	622.52
E23	E24	297	19	49	88	15	57	1.17	0.99	0.81	0.81	36.37	984.44	1232.88	590.21
E24	E25	275	14	48	78	47	28	1.52	1.38	1.25	1.25	26.46	989.39	1235.30	563.86
E25	E26	280	1	14	96	0	1	1.13	1.12	1.11	1.11	1.98	989.47	1235.65	561.91
E26	E27	300	52	16	90	7	47	2.32	2.04	1.77	1.77	54.50	988.66	1263.61	515.14
E27	E28	288	11	52	85	59	59	1.57	1.50	1.43	1.43	13.93	989.47	1267.96	501.90
E28	E29	353	6	30	88	37	2	2.09	2.00	1.92	1.92	16.59	989.30	1284.43	499.91
E29	E30	315	26	0	94	20	6	3.83	3.71	3.60	3.60	23.27	985.30	1301.01	483.58
E30	E31	315	14	0	105	49	57	1.12	1.00	0.88	0.88	22.21	979.44	1316.78	467.94
E31	E32	244	0	7	85	26	23	2.02	1.86	1.70	1.70	31.80	981.51	1302.84	439.36
E32	E33	170	35	20	92	31	1	1.55	1.40	1.25	1.25	30.44	980.31	1272.81	444.34
E33	E34	181	28	26	94	2	34	3.91	3.52	3.13	3.13	77.61	972.77	1195.22	442.34

Tabla VII. Libreta topográfica de la línea de distribución 1.

E	P. O.	AZIMUT			ZENIT			HS	HM	HI	h. i.	DH	COTA	TOTALES	
		G	M	S	G	M	S							Y	X
E34	E35	212	9	17	92	57	14	2.50	2.44	2.38	2.38	11.97	971.25	1185.09	435.97
E35	E36	221	20	4	107	4	24	1.51	1.34	1.18	1.18	30.61	962.00	1162.10	415.75
E36	E37	227	50	27	100	13	56	2.25	2.08	1.92	1.92	31.47	955.60	1140.98	392.42
E37	R371-1	164	20	30	95	6	28	2.93	2.64	2.36	2.36	56.05	949.43	1087.01	407.55
E37	E38	164	27	25	93	22	10	1.83	1.76	1.68	1.68	15.15	954.43	1126.38	396.48
E38	R38-1	313	49	50	87	54	10	2.19	2.00	1.81	1.81	37.95	955.33	1152.66	369.10
E38	E39	205	2	26	90	21	37	1.99	1.82	1.65	1.65	34.50	953.91	1095.13	381.88
E39	E40	183	47	6	91	28	5	1.80	1.70	1.60	1.60	20.19	953.29	1074.99	380.55
E40	R40-1	260	58	15	85	11	17	1.36	1.32	1.29	1.29	6.45	954.02	1073.97	374.17
E40	R40-2	209	56	30	91	16	51	2.34	2.18	2.02	2.02	32.18	951.90	1047.10	364.48
E40	E41	182	48	43	92	56	45	3.93	3.73	3.54	3.54	38.40	949.10	1036.63	378.66
E41	E42	181	58	34	95	6	11	2.23	2.02	1.80	1.80	42.56	944.81	994.10	377.19
E42	R42-1	64	3	3	83	34	22	1.46	1.42	1.37	1.37	8.99	945.91	998.03	385.27
E42	R42-2	156	32	3	83	44	6	1.98	1.93	1.90	1.90	7.81	945.24	986.94	380.30
E42	R 42-3	204	21	9	91	31	7	1.21	0.96	0.70	0.70	50.86	944.05	947.76	356.22
E42	E43	206	53	4	91	30	16	2.42	2.14	1.86	1.86	56.26	942.74	943.92	351.75
E43	R43-1	195	21	39	94	39	9	1.87	1.77	1.67	1.67	20.37	940.88	924.28	346.36
E43	E44	211	6	44	94	40	9	2.57	2.37	2.17	2.17	39.73	938.69	909.90	331.22
E44	E45	173	59	48	99	13	10	1.55	1.33	1.11	1.11	42.68	931.99	867.46	335.68
E45	R45-1	206	55	4	91	36	54	1.80	1.70	1.60	1.60	19.58	931.31	849.99	326.82
E45	E46	180	30	35	95	19	41	2.11	2.00	1.88	1.88	23.00	929.42	844.46	335.48
E46	E47	203	28	56	97	32	39	2.85	2.70	2.54	2.54	30.56	924.27	816.42	323.30
E47	R47-1	111	24	0	84	49	55	2.07	2.02	1.96	1.96	10.91	924.81	812.44	333.46
E47	E48	248	42	34	100	21	8	2.72	2.62	2.52	2.52	19.35	919.68	809.40	305.27
E48	E49	264	23	13	92	35	18	1.80	1.45	1.10	1.10	69.86	916.66	802.56	235.75
E49	E50	242	35	21	79	23	31	1.92	1.71	1.51	1.51	40.09	923.94	784.11	200.15
E50	R50-1	225	39	18	88	15	5	1.14	1.00	0.86	0.86	27.47	925.31	764.90	180.51
E50	E50.1	233	9	42	88	1	10	0.99	0.80	0.61	0.61	37.46	925.97	761.65	170.18
E50	R50.1-1	213	7	24	95	58	18	2.48	2.30	2.11	2.11	36.60	921.39	731.00	150.18
E50	R50.1-2	239	56	27	88	13	33	1.61	0.98	0.35	0.35	125.88	930.43	698.60	61.23
E50	R50-2	133	57	24	90	44	22	1.84	1.74	1.64	1.64	20.00	923.48	770.23	214.55

Tabla VIII. Libreta topográfica de la línea de distribución 2.

E	P. O.	AZIMUT			ZENIT			HS	HM	HI	h. i.	DH	COTA	TOTALES	
		G	M	S	G	M	S							Y	X
E50	E51	140	42	24	92	35	3	2.88	2.52	2.17	1.55	70.36	919.78	729.66	244.71
E51	E52	154	32	38	93	17	18	1.79	1.72	1.66	1.55	12.96	918.87	717.96	250.28
E52	E53	157	16	0	105	29	32	2.17	1.91	1.65	1.54	48.29	905.12	673.42	268.94
E53	E54	159	52	52	107	38	11	1.66	1.53	1.40	1.45	23.61	897.53	651.25	277.06
E54	E55	157	28	39	107	27	33	3.05	2.92	2.80	1.54	22.02	889.22	630.90	285.50
E55	E55.1	237	59	50	91	0	30	2.12	2.01	1.90	1.57	21.99	888.39	619.25	266.85
E55.1	R55.1-1	181	18	40	89	27	27	1.78	1.75	1.72	1.61	6.00	888.30	613.25	266.71
E55.1	R55.1-2	216	17	18	83	45	50	2.66	2.56	2.46	1.61	19.76	889.59	603.32	255.15
55	E56	154	17	59	101	58	34	2.92	2.77	2.62	1.54	28.71	881.90	605.04	297.95
E56	E57	153	13	57	81	48	27	1.76	1.56	1.37	1.52	38.21	887.36	570.92	315.16
E57	R57-1	212	3	30	94	11	40	2.30	2.15	2.01	1.28	28.84	884.37	546.47	299.85
E57	E58	164	49	17	75	46	30	1.62	1.49	1.36	1.28	24.43	893.34	547.34	321.55
E58	E59	151	53	36	81	0	53	1.59	1.49	1.39	1.50	19.22	896.38	530.39	330.61
E59	E60	135	7	20	93	10	46	1.81	1.67	1.53	1.40	27.91	894.56	510.61	350.30
E60	E61	135	7	5	66	47	34	2.07	1.93	1.79	1.35	23.65	904.12	493.85	366.99
E61	R61-1	49	53	33	73	43	22	1.84	1.74	1.65	1.34	17.32	908.77	505.01	380.24
E61	R61-2	233	37	26	97	58	2	2.19	2.12	2.05	1.34	13.73	901.42	485.71	355.94
E61	E62	152	56	57	85	54	40	2.23	2.19	2.15	1.34	7.96	903.84	486.76	370.61
E62	R62-1	64	36	34	82	36	53	2.33	2.05	1.78	1.42	53.89	910.19	509.87	419.30
E62	E63	175	27	45	89	41	44	1.70	1.33	0.95	1.42	75.00	904.33	412.00	376.55
E63	R63-1	307	7	0	95	58	32	2.55	2.51	2.47	1.43	8.41	902.37	417.07	369.84
E63	R63-2	226	38	53	84	43	4	3.57	3.45	3.33	1.43	23.30	904.46	396.00	359.60
E63	E64	182	45	15	78	19	37	1.60	1.48	1.37	1.43	22.06	908.83	389.97	375.49
E64	R64-1	186	50	24	87	55	55	1.78	1.74	1.70	1.44	7.99	908.82	382.03	374.53
E64	R64-2	167	15	32	80	53	50	1.55	1.42	1.28	1.44	26.32	913.08	364.29	381.29
E64	R64-3	129	31	6	78	3	1	1.25	1.06	0.87	1.44	36.37	916.91	366.82	403.54
E64	R64-4	157	26	5	77	55	56	1.73	1.55	1.37	1.44	34.90	916.19	357.73	388.88

Tabla IX. Diseño hidráulico, línea de conducción.

TRAMO		LONG.	Ø	# DE	Q	V	Hf	COTA PIEZOMETRICA		COTA TERRENO		PRESION DINAMICA		PRESION ESTATICA		CALIDAD TUBERIA
E	P.O.	(m)	(in.)	TUBOS	(L/S)	(m/S)	(m)	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
1	E2	21.69	2.00	4.00	0.53	0.27	0.04	1000.00	999.96	1000.00	997.83	0.00	2.13	0.04	2.17	PVC 125 psi
2	E3	28.90	2.00	5.00	0.53	0.27	0.05	999.96	999.91	997.83	995.84	2.13	4.07	2.17	4.12	PVC 125 psi
3	E4	33.68	2.00	6.00	0.53	0.27	0.06	999.91	999.85	995.84	992.33	4.07	7.52	4.12	7.58	PVC 125 psi
4	E5	14.97	2.00	3.00	0.53	0.27	0.03	999.85	999.82	992.33	991.23	7.52	8.59	7.58	8.62	PVC 125 psi
5	E6	19.43	2.00	4.00	0.53	0.27	0.04	999.82	999.78	991.23	987.58	8.59	12.20	8.62	12.24	PVC 125 psi
6	E7	66.75	2.00	12.00	0.53	0.27	0.12	999.78	999.66	987.58	978.17	12.20	21.49	12.24	21.61	PVC 125 psi
7	E8	15.99	2.00	3.00	0.53	0.27	0.03	999.66	999.63	978.17	978.04	21.49	21.59	21.61	21.62	PVC 125 psi
8	E9	18.93	2.00	4.00	0.53	0.27	0.04	999.63	999.59	978.04	977.38	21.59	22.21	21.62	22.25	PVC 125 psi
9	E10	22.00	2.00	4.00	0.53	0.27	0.04	999.59	999.55	977.38	976.73	22.21	22.82	22.25	22.86	PVC 125 psi
10	E11	18.22	2.00	4.00	0.53	0.27	0.04	999.55	999.51	976.73	974.23	22.82	25.28	22.86	25.32	PVC 125 psi
11	E12	33.99	2.00	6.00	0.53	0.27	0.06	999.51	999.45	974.23	974.75	25.28	24.70	25.32	24.76	PVC 125 psi
12	E13	33.35	2.00	6.00	0.53	0.27	0.06	999.45	999.39	974.75	977.42	24.70	21.97	24.76	22.03	PVC 125 psi
13	E14	16.97	2.00	3.00	0.53	0.27	0.03	999.39	999.36	977.42	977.46	21.97	21.90	22.03	21.93	PVC 125 psi
14	E15	23.89	2.00	4.00	0.53	0.27	0.05	999.36	999.31	977.46	975.82	21.90	23.49	21.93	23.54	PVC 125 psi
15	E16	12.31	2.00	3.00	0.53	0.27	0.03	999.31	999.28	975.82	976.16	23.49	23.12	23.54	23.15	PVC 125 psi
16	E17	23.48	2.00	4.00	0.53	0.27	0.05	999.28	999.23	976.16	975.34	23.12	23.89	23.15	23.94	PVC 125 psi
17	E18	9.66	2.00	2.00	0.53	0.27	0.02	999.23	999.21	975.34	972.96	23.89	26.25	23.94	26.27	PVC 125 psi
18	E19	23.49	2.00	4.00	0.53	0.27	0.05	999.21	999.16	972.96	974.18	26.25	24.98	26.27	25.03	PVC 125 psi
19	E20	14.39	2.00	3.00	0.53	0.27	0.03	999.16	999.13	974.18	973.02	24.98	26.11	25.03	26.14	PVC 125 psi
20	E21	48.47	2.00	9.00	0.53	0.27	0.09	999.13	999.04	973.02	970.99	26.11	28.05	26.14	28.14	PVC 125 psi
21	E22	20.76	2.00	4.00	0.53	0.27	0.04	999.04	999.00	970.99	978.75	28.05	20.25	28.14	20.29	PVC 125 psi
22	E23	37.63	2.00	7.00	0.53	0.27	0.07	999.00	998.93	978.75	983.07	20.25	15.86	20.29	15.93	PVC 125 psi
23	E24	36.37	2.00	7.00	0.53	0.27	0.07	998.93	998.86	983.07	984.44	15.86	14.42	15.93	14.49	PVC 125 psi
24	E25	26.46	1.00	5.00	0.53	1.05	1.34	998.86	997.52	984.44	989.39	14.42	8.13	14.49	9.47	PVC 125 psi
25	E26	1.98	1.00	1.00	0.53	1.05	0.10	997.52	997.42	989.39	989.47	8.13	7.95	9.47	8.05	PVC 125 psi
26	E27	54.50	1.00	10.00	0.53	1.05	2.74	997.42	994.68	989.47	988.66	7.95	6.02	8.05	8.76	PVC 125 psi
27	E28	13.93	1.00	3.00	0.53	1.05	0.71	994.68	993.97	988.66	989.47	6.02	4.50	8.76	5.21	PVC 125 psi
28	E29	16.59	1.00	3.00	0.53	1.05	0.84	993.97	993.13	989.47	989.30	4.50	3.83	5.21	4.67	PVC 125 psi
29	E30	23.27	1.00	4.00	0.53	1.05	1.17	993.13	991.96	989.30	985.30	3.83	6.66	4.67	7.83	PVC 125 psi
30	E31	22.21	1.00	4.00	0.53	1.05	1.12	991.96	990.84	985.30	979.44	6.66	11.40	7.83	12.52	PVC 125 psi
31	E32	31.80	1.00	6.00	0.53	1.05	1.60	990.84	989.24	979.44	981.51	11.40	7.73	12.52	9.33	PVC 125 psi
32	E33	30.44	1.00	6.00	0.53	1.05	1.54	989.24	987.70	981.51	980.31	7.73	7.39	9.33	8.93	PVC 125 psi
33	E34	77.61	1.00	13.00	0.53	1.05	3.91	987.70	983.79	980.31	972.77	7.39	11.02	8.93	14.93	PVC 125 psi

Tabla X. Diseño hidráulico, línea de distribución.

TRAMO		LONG.	Ø	Q	V	Hf	COTA PIEZOMETRICA		COTA TERRENO		PRESION DINAMICA		PRESION ESTATICA		CAUDAL TUBERIA
E	P.O.	(m)	(pulq.)	(L/s)	(m/s)	(m)	INICIAL	FINAL	INICAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
34	E35	11.97	2.00	1.05	0.52	0.08	983.79	983.71	972.77	971.25	11.02	12.46	11.10	12.54	PVC 125 PSI
35	E36	30.61	2.00	1.05	0.52	0.19	983.71	983.52	971.25	962.00	12.46	21.52	12.54	21.71	PVC 125 PSI
36	E37	31.47	2.00	1.05	0.52	0.20	983.52	983.32	962.00	955.60	21.52	27.72	21.71	27.92	PVC 125 PSI
37	R371-1	56.05	2.00	1.05	0.52	0.35	983.32	982.97	955.60	949.43	27.72	33.54	27.92	33.89	PVC 125 PSI
37	E38	15.15	2.00	1.05	0.52	0.10	983.32	983.22	955.60	954.43	27.72	28.79	27.92	28.89	PVC 125 PSI
38	R38-1	37.95	2.00	1.05	0.52	0.24	983.22	982.98	954.43	955.33	27.72	27.65	28.89	27.89	PVC 125 PSI
38	E39	34.50	2.00	1.05	0.52	0.22	983.22	983.00	954.43	953.91	28.79	29.09	28.89	29.31	PVC 125 PSI
39	E40	20.19	2.00	1.05	0.52	0.13	983.00	982.87	953.91	953.29	29.09	29.58	29.31	29.71	PVC 125 PSI
40	R40-1	6.45	2.00	1.05	0.52	0.04	982.87	982.83	953.29	954.02	29.58	28.81	29.71	28.85	PVC 125 PSI
40	R40-2	32.18	2.00	1.05	0.52	0.20	982.87	982.67	953.29	951.90	29.58	30.77	29.71	30.97	PVC 125 PSI
40	E41	38.40	2.00	1.05	0.52	0.24	982.87	982.63	953.29	949.10	29.58	33.53	29.71	33.77	PVC 125 PSI
41	E42	42.56	2.00	1.05	0.52	0.26	949.10	948.84	949.10	944.81	0.00	4.02	0.00	4.28	PVC 125 PSI
42	R42-1	8.99	2.00	1.05	0.52	0.06	948.84	948.78	944.81	945.91	4.02	2.86	4.28	2.92	PVC 125 PSI
42	R42-2	7.81	2.00	1.05	0.52	0.05	948.84	948.79	944.81	945.24	4.02	3.55	4.28	3.60	PVC 125 PSI
42	R 42-3	50.86	2.00	1.05	0.52	0.31	948.84	948.53	944.81	944.05	4.02	4.48	4.28	4.79	PVC 125 PSI
42	E43	56.26	2.00	1.05	0.52	0.35	948.84	948.49	944.81	942.74	4.02	5.75	4.28	6.10	PVC 125 PSI
43	R43-1	20.37	2.00	1.05	0.52	0.13	948.49	948.36	942.74	940.88	5.75	7.48	6.10	7.61	PVC 125 PSI
43	E44	39.73	2.00	1.05	0.52	0.25	948.49	948.24	942.74	938.69	5.75	9.55	6.10	9.80	PVC 125 PSI
44	E45	42.68	2.00	1.05	0.52	0.26	948.24	947.98	938.69	931.99	9.55	15.99	9.80	16.25	PVC 125 PSI
45	R45-1	19.58	2.00	1.05	0.52	0.12	947.98	947.86	931.99	931.31	15.99	16.54	16.25	16.66	PVC 125 PSI
45	E46	23.00	2.00	1.05	0.52	0.15	947.98	947.83	931.99	929.42	15.99	18.41	16.25	18.56	PVC 125 PSI
46	E47	30.56	2.00	1.05	0.52	0.19	947.83	947.64	929.42	924.27	18.41	23.37	18.56	23.56	PVC 125 PSI
47	R47-1	10.91	2.00	1.05	0.52	0.07	947.64	947.57	924.27	924.81	23.37	22.76	23.56	22.83	PVC 125 PSI
47	E48	19.35	2.00	1.05	0.52	0.12	947.64	947.52	924.27	919.68	23.37	27.83	23.56	27.95	PVC 125 PSI
48	E49	69.86	2.00	1.05	0.52	0.43	947.52	947.09	919.68	916.66	27.83	30.42	27.95	30.85	PVC 125 PSI
49	E50	40.09	2.00	1.05	0.52	0.25	947.09	946.84	916.66	923.94	30.42	22.90	30.85	23.15	PVC 125 PSI
50	R50-1	27.47	2.00	1.05	0.52	0.17	946.84	946.67	923.94	925.31	22.90	21.36	23.15	21.53	PVC 125 PSI
50	E50.1	37.46	2.00	1.05	0.52	0.23	946.84	946.61	923.94	925.97	22.90	20.64	23.15	20.87	PVC 125 PSI
50.1	R50.1-1	36.60	2.00	1.05	0.52	0.23	946.61	946.38	925.97	921.39	20.64	24.98	20.87	25.21	PVC 125 PSI
50.1	R50.1-2	125.88	2.00	1.05	0.52	0.77	946.61	945.84	925.97	930.43	20.64	15.40	20.87	16.17	PVC 125 PSI
50	R50-2	20.00	2.00	1.05	0.52	0.13	946.84	946.71	923.94	923.48	22.90	23.22	23.15	23.35	PVC 125 PSI

.../ Continuación Tabla X.

TRAMO		LONG.	Ø	Q	V	Hf	COTA PIEZOMETRICA		COTA TERRENO		PRESION DINAMICA		PRESION ESTATICA		CALIDAD TUBERIA
E	P.O.	(m)	(pulg.)	(L/s)	(m/s)	(m)	INICIAL	FINAL	INICAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
50	E51	70.36	2.00	1.05	0.52	0.43	946.84	946.41	923.94	919.78	22.90	26.62	23.15	27.05	PVC 125 PSI
51	E52	12.96	2.00	1.05	0.52	0.08	946.41	946.33	919.78	918.87	26.62	27.46	27.05	27.54	PVC 125 PSI
52	E53	48.29	1.25	1.05	1.33	2.91	946.33	943.42	918.87	905.12	27.46	38.30	27.54	41.21	PVC 125 PSI
53	E54	23.61	1.25	1.05	1.33	1.42	943.42	942.00	905.12	897.53	38.30	44.47	41.21	45.89	PVC 125 PSI
54	E55	22.02	1.25	1.05	1.33	1.33	942.00	940.67	897.53	889.22	44.47	51.45	45.89	52.78	PVC 125 PSI
55	E55.1	21.99	1.25	1.05	1.33	1.33	940.67	939.34	889.22	888.39	51.45	50.95	52.78	52.28	PVC 125 PSI
55.1	R55.1-1	6.00	1.25	1.05	1.33	0.37	939.34	938.97	888.39	888.30	50.95	50.67	52.28	51.04	PVC 125 PSI
55.1	R55.1-2	19.76	1.25	1.05	1.33	1.19	939.34	938.15	888.39	889.59	50.95	48.55	52.28	49.74	PVC 125 PSI
55	E56	28.71	1.25	1.05	1.33	1.73	940.67	938.94	889.22	881.90	51.45	57.04	52.78	58.77	PVC 125 PSI
56	E57	38.21	1.25	1.05	1.33	2.30	938.94	936.64	881.90	887.36	57.04	49.28	58.77	51.58	PVC 125 PSI
57	R57-1	28.84	1.25	1.05	1.33	1.74	936.64	934.90	887.36	884.37	49.28	50.53	51.58	52.27	PVC 125 PSI
57	E58	24.43	1.25	1.05	1.33	1.47	936.64	935.17	887.36	893.34	49.28	41.83	51.58	43.30	PVC 125 PSI
58	E59	19.22	1.25	1.05	1.33	1.16	935.17	934.01	893.34	896.38	49.28	37.62	43.30	38.78	PVC 125 PSI
59	E60	27.91	1.25	1.05	1.33	1.68	934.01	932.33	896.38	894.56	37.62	37.76	38.78	39.44	PVC 125 PSI
60	E61	23.65	1.25	1.05	1.33	1.43	932.33	930.90	894.56	904.12	37.76	26.78	39.44	28.21	PVC 125 PSI
61	R61-1	17.32	1.25	1.05	1.33	1.05	930.90	929.85	904.12	908.77	26.78	21.07	28.21	22.12	PVC 125 PSI
61	R61-2	13.73	1.25	1.05	1.33	0.83	930.90	930.07	904.12	901.42	26.78	28.65	28.21	29.48	PVC 125 PSI
61	E62	7.96	1.25	1.05	1.33	0.48	930.90	930.42	904.12	903.84	26.78	26.57	28.21	27.05	PVC 125 PSI
62	R62-1	53.89	1.25	1.05	1.33	3.24	930.42	927.18	903.84	910.19	26.57	16.99	27.05	20.23	PVC 125 PSI
62	E63	75.00	1.25	1.05	1.33	4.51	930.42	925.91	903.84	904.33	26.57	21.57	27.05	26.08	PVC 125 PSI
63	R63-1	8.41	1.25	1.05	1.33	0.51	925.91	925.40	904.33	902.37	21.57	23.03	26.08	23.54	PVC 125 PSI
63	R63-2	23.30	1.25	1.05	1.33	1.40	925.91	924.51	904.33	904.46	21.57	20.05	26.08	21.45	PVC 125 PSI
63	E64	22.06	1.25	1.05	1.33	1.33	925.91	924.58	904.33	908.83	21.57	15.74	26.08	17.07	PVC 125 PSI
64	R64-1	7.99	1.25	1.05	1.33	0.48	924.58	924.10	908.83	908.82	15.74	15.27	17.07	15.75	PVC 125 PSI
64	R64-2	26.32	1.25	1.05	1.33	1.59	924.58	922.99	908.83	913.08	15.74	9.91	17.07	11.50	PVC 125 PSI
64	R64-3	36.37	1.25	1.05	1.33	2.19	924.58	922.39	908.83	916.91	15.74	5.47	17.07	7.66	PVC 125 PSI
64	R64-4	34.90	1.25	1.05	1.33	2.10	924.58	922.48	908.83	916.19	15.74	6.29	17.07	8.39	PVC 125 PSI

Tabla XI. Presupuesto del proyecto de agua El Chilar.

CAPTACIÓN				
MATERIAL				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
CEMENTO	SACO	44	Q 43.00	Q 1,892.00
ARENA	M3	5	Q 80.00	Q 400.00
PIEDRIN 3/4"	M3	3	Q 130.00	Q 390.00
PIEDRA BOLA	M3	10	Q 90.00	Q 900.00
HIERRO No. 2	VARILLA	4	Q 8.83	Q 35.32
HIERRO No. 3	VARILLA	14	Q 19.88	Q 278.32
HIERRO No. 4	VARILLA	2	Q 35.35	Q 70.70
VALVULA DE COMPUERTA Ø 2" DE Br.	UNIDAD	1	Q 315.00	Q 315.00
ADAPTADOR MACHO P.V.C DE Ø 2"	UNIDAD	2	Q 9.84	Q 19.68
PICHACHA DE BRONCE DE Ø 1"	UNIDAD	1	Q 69.00	Q 69.00
ADAPTADOR MACHO P. V. C. DE Ø 1"	UNIDAD	1	Q 4.94	Q 4.94
REDUCIDOR P. V. C. DE 2 " A 1" LISO	UNIDAD	1	Q 10.63	Q 10.63
CIÓN A SEFUIR P.V.C DE Ø 3"	UNIDAD	1	Q 333.45	Q 333.45
TUBO P.V.C Ø 3" 125 PSI	UNIDAD	1	Q 226.72	Q 226.72
CODO P.V.C Ø 3" A 90°	UNIDAD	2	Q 75.68	Q 151.36
CODO P.V.C Ø 3" A 45°	UNIDAD	2	Q 75.04	Q 150.08
ALAMBRE DE AMARRE	LIBRA	5	Q 5.00	Q 25.00
MADERA DE PINO DE 1"x12"x10'	PIE TABLA	200	Q 5.00	Q 1,000.00
PARAL DE 3"x3"x10'	PIE TABLA	60	Q 5.00	Q 300.00
CLAVO DE 3"	LIBRA	16	Q 5.00	Q 80.00
TEE P.V.C DE 3" PARA DRENAJE	UNIDAD	1	Q 82.68	Q 82.68
ALAMBRE ESPIGADO AG 400 Vrs.	ROLLO	1	Q 185.15	Q 185.15
GRAPA PARA ALAMBRE ESPIGADO	LIBRA	5	Q 5.85	Q 29.25
CANDADO	UNIDAD	1	Q 65.00	Q 65.00
TOTAL DE MATERIALES				Q 7,014.28
MANO DE OBRA				
FUNDIR MURO DE MAMPOSTERÍA	M3	18	Q 180.00	Q 3,240.00
HACER CAJA DE CAPTACIÓN	UNIDAD	1	Q 500.00	Q 500.00
INSTALACIÓN DE ACCESORIOS PARA CAJA	GLOBAL	1	Q 100.00	Q 100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 3,840.00
COSTO DEL RENGLON				Q 10,854.28

.../ Continuación Tabla XI.

LINEA DE CONDUCCIÓN TUBERÍA P.V.C. 125 PSI DE 2"				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
TUBERÍA P.V.C 125 PSI. Ø 2"	TUBO	1	Q 103.85	Q 103.85
CEMENTO SOLVENTE PARA P.V.C	GALÓN	0.003	Q 443.81	Q 1.33
TOTAL DE MATERIALES				Q 105.18
MANO DE OBRA				
EXCAVACIÓN	M3	0.25	Q 35.00	Q 8.75
RELLENO DE EXCAVACIÓN	M3	0.18	Q 28.00	Q 5.04
INSTALACIÓN DE TUBERÍA P.V.C DE 2"	ML	1	Q 21.32	Q 21.32
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 35.11

COSTO DEL RENGLON	Q 140.29
--------------------------	-----------------

LINEA DE CONDUCCIÓN TUBERÍA P.V.C. 160 PSI DE 1"				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
TUBERÍA P.V.C 160 PSI Ø 1"	TUBO	1	Q 46.51	Q 46.51
CEMENTO SOLVENTE PARA P.V.C	GALÓN	0.001	Q 443.81	Q 0.44
TOTAL DE MATERIALES				Q 46.95
MANO DE OBRA				
EXCAVACIÓN	M3	0.25	Q 35.00	Q 8.75
RELLENO DE EXCAVACIÓN	M3	0.18	Q 28.00	Q 5.04
INSTALACIÓN DE TUBERÍA P.V.C DE 2 1/2"	ML	1	Q 22.78	Q 22.78
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 36.57

COSTO DEL RENGLON	Q 83.52
--------------------------	----------------

LINEA DE CONDUCCIÓN TUBERÍA H.G. DE 2"				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
TUBO H.G LIVIANO DE 2"	UNIDAD	1	Q 327.00	Q 327.00
TOTAL DE MATERIALES				Q 327.00
MANO DE OBRA				
INSTALACIÓN DE TUBERÍA H.G. DE 2"	ML	1	Q 25.60	Q 25.60
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 25.60

COSTO DEL RENGLON	Q 352.60
--------------------------	-----------------

.../ Continuación Tabla XI.

LINEA DE CONDUCCIÓN TUBERÍA H.G. DE 1"				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
TUBO H.G LIVIANO DE 1"	UNIDAD	1	Q 145.00	Q 145.00
TOTAL DE MATERIALES				Q 145.00
MANO DE OBRA				
INSTALACIÓN DE TUBERÍA H.G. DE 1"	ML	1	Q 27.50	Q 27.50
TOTAL DE MANO DE OBRA				27.5
COSTO DEL RENGLON				172.5

LINEA DE DISTRIBUCIÓN TUBERÍA P.V.C. 125 PSI DE 1 1/4"				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
TUBO P.V.C Ø 1 1/4" 125 PSI	TUBO	1	Q 59.34	Q 59.34
CEMENTO SOLVENTE PARA P.V.C	GALÓN	0.001	Q 443.81	Q 0.44
TOTAL DE MATERIALES				Q 59.78
MANO DE OBRA				
EXCAVACIÓN	M3	0.25	Q 35.00	Q 8.75
RELLENO DE EXCAVACIÓN	M3	0.18	Q 28.00	Q 5.04
COLOCACIÓN DE TUBERÍA P.V.C DE 1 1/4"	ML	1	Q 23.21	Q 23.21
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 37.00
COSTO DEL RENGLÓN				Q 96.78

LINEA DE DISTRIBUCIÓN TUBERÍA P.V.C. 125 PSI DE 2"				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
TUBO P.V.C Ø 2" 125 PSI	TUBO	1	Q 103.85	Q 103.85
CEMENTO SOLVENTE PARA P.V.C	GALÓN	0.003	Q 443.81	Q 1.33
TOTAL DE MATERIALES				Q 105.18
MANO DE OBRA				
EXCAVACIÓN	M3	0.25	Q 35.00	Q 8.75
RELLENO DE EXCAVACIÓN	M3	0.18	Q 28.00	Q 5.04
COLOCACIÓN DE TUBERÍA P.V.C DE 2"	ML	1	Q 21.32	Q 21.32
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 35.11
COSTO DEL RENGLÓN				Q 140.29

.../ Continuación Tabla XI.

TANQUE DE DISTRIBUCIÓN DE 10 M ³				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
CEMENTO	SACO	100	Q 43.00	Q 4,300.00
ARENA	M3	7	Q 80.00	Q 560.00
PIEDRIN	M3	2	Q 130.00	Q 260.00
TABLA DE 1"x12"x9'	PIE TABLA	204	Q 5.00	Q 1,020.00
PARAL DE 3"x3"x10'	PIE TABLA	54	Q 5.00	Q 270.00
CLAVO DE 3"	LIBRA	20	Q 5.00	Q 100.00
ALAMBRE DE AMARRE	LIBRA	30	Q 5.00	Q 150.00
HIERRO No. 2	VARILLA	2	Q 8.83	Q 17.66
HIERRO No. 3	VARILLA	71	Q 19.88	Q 1,411.48
HIERRO No. 4	VARILLA	2	Q 35.35	Q 70.70
ADAPTADOR MACHO PVC DE 1" PARA ENTRADA	UNIDAD	1	Q 4.94	Q 4.94
VALVULA DE COMPUERTA DE 1" DE BRONCE	UNIDAD	1	Q 70.00	Q 70.00
CODO DE HG A 90° DE 1"	UNIDAD	2	Q 85.00	Q 170.00
NIPLE HG DE 1" X 0.50	UNIDAD	1	Q 5.90	Q 5.90
NIPLE HG DE 1" X 1.50	UNIDAD	1	Q 17.50	Q 17.50
ADAPTADOR MACHO PVC DE 2" PARA SALIDA	UNIDAD	2	Q 9.84	Q 19.68
REDUCIDOR P.V.C. DE 2" A 1"	UNIDAD	1	Q 10.83	Q 10.83
PICHACHA DE BRONCE DE 1"	UNIDAD	1	Q 69.00	Q 69.00
ADAPTADOR MACHO PVC DE 1"	UNIDAD	1	Q 4.94	Q 4.94
VALVULA DE COMPUERTA DE 2" DE BRONCE	UNIDAD	1	Q 225.00	Q 225.00
TEE PVC DE 3"	UNIDAD	1	Q 73.59	Q 73.59
VALVULA DE COMPUERTA DE 3" DE BRONCE	UNIDAD	1	Q 73.59	Q 73.59
ADAPTADOR MACHO PVC DE 3"	UNIDAD	2	Q 37.11	Q 74.22
CODO PVC A 90° DE 3"	UNIDAD	3	Q 75.68	Q 227.04
TUBERIA PVC DE 3"	TUBO	1	Q 226.72	Q 226.72
ABRAZADERA PARA TUBO P.V.C. DE 3"	UNIDAD	1	Q 5.00	Q 5.00
NIPLE HG DE 3" X 0.50 M	UNIDAD	1	Q 4.50	Q 4.50
NIPLE HG DE 3" X 0.10M	UNIDAD	1	Q 2.10	Q 2.10
CODO DE HG A 90° DE 3"	UNIDAD	2	Q 112.00	Q 224.00
CEDAZO METALICO	YARDA	1	Q 18.00	Q 18.00
TUBO H.G DE 3/4" (ESC. INTERIOR)	TUBO	1	Q 145.00	Q 145.00
HIERRO No. 5 (ESC. EXTERIOR)	VARILLA	2	Q 55.21	Q 110.42
CANDADO	UNIDAD	1	Q 65.00	Q 65.00
TOTAL DE MATERIALES				Q 10,006.81
MANO DE OBRA				
LIMPIEZA	M2	9	Q 7.00	Q 63.00
TRAZO Y ESTAQUEO	ML	12	Q 10.00	Q 120.00
EXCAVACION DE LOSA INFERIOR	M3	3.6	Q 33.00	Q 118.80
FUNDICION DE LOSA INFERIOR	M3	0.85	Q 110.00	Q 93.50
FORMALETA DE MURO	ML	73	Q 23.00	Q 1,679.00
FUNDICION DE MURO	M3	0.76	Q 180.00	Q 136.80
DESENCOFRADO DE MURO	ML	73	Q 12.00	Q 876.00
ENTARIMADO PARA LOSA SUPERIOR	M2	8.5	Q 24.00	Q 204.00
ARMADO DE HIERRO No.3 PARA LOSA	M2	8.5	Q 18.00	Q 153.00
FUNDICION	M2	8.5	Q 25.00	Q 212.50
DESENTARIMADO	M2	8.5	Q 13.00	Q 110.50
ARMAR ESCALERAS Y HACER TAPADERA	UNIDAD	1	Q 375.00	Q 375.00
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 4,142.10
COSTO TOTAL DEL RENGLON				Q 14,148.91

.../ Continuación Tabla XI.

TANQUE HIPOCLORADOR				
MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
CEMENTO GRIS	SACO	12	Q 43.00	Q 516.00
ARENA	M ³	1	Q 80.00	Q 80.00
PIEDRIN	M ³	1	Q 130.00	Q 130.00
TUBERIA P.V.C. 315 PSI DE 1/2"	TUBO	1	Q 28.92	Q 28.92
ADAPTADOR MACHO PVC Ø 1/2"	UNIDAD	6	Q 1.28	Q 7.68
VALVULA DE COMPUERTA Ø 1/2" DE BR.	UNIDAD	3	Q 65.00	Q 195.00
TEE PVC Ø 1"	UNIDAD	1	Q 6.31	Q 6.31
VALVULA DE COMPUERTA Ø 1"	UNIDAD	1	Q 70.00	Q 70.00
ADAPTADOR MACHO P.V.C. Ø 1"	UNIDAD	2	Q 4.94	Q 9.88
CODO PVC 90° Ø 1/2"	UNIDAD	1	Q 1.65	Q 1.65
REDUCIDOR P.V.C. DE 1" A 1/2" LISO	UNIDAD	1	Q 3.65	Q 3.65
VALVULA DE FLOTE (BRONCE) Ø 3/4"	UNIDAD	1	Q 123.60	Q 123.60
REDUCIDOR P.V.C. DE 3/4" A 1/2" LISO	UNIDAD	1	Q 3.23	Q 3.23
ADAPTADOR MACHO P.V.C. Ø 3/4"	UNIDAD	1	Q 2.40	Q 2.40
MANGUERA PLASTICA DE 3/4"	UNIDAD	1	Q 12.50	Q 12.50
HIERRO No. 3	VARILLA	20	Q 19.88	Q 397.60
HIERRO No. 4	VARILLA	1	Q 35.35	Q 35.35
ALAMBRE DE AMARRE	LIBRA	5	Q 5.00	Q 25.00
CANDADO	UNIDAD	1	Q 65.00	Q 65.00
TABLA DE PINO RUSTICA DE 1"x12"x10'	PIE TABLA	70	Q 5.00	Q 350.00
PARALES DE 3"x3"x10'	PIE TABLA	45	Q 5.00	Q 225.00
CLAVO 2"	LIBRA	6	Q 5.00	Q 30.00
TOTAL DE MATERIALES				Q 2,318.77
MANO DE OBRA				
EXCAVACION	M ³	2.85	Q 35.00	Q 99.75
HACER CAJA PARA HIPOCLORADOR	UNIDAD	1	Q 550.00	Q 550.00
COLOCACION DE ACCESORIOS	GLOBAL	1	Q 50.00	Q 50.00
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 699.75
COSTO DEL RENGLON				Q 3,018.52

.../ Continuación Tabla XI.

CAJA ROMPE PRESIÓN DE 1 METRO CUBICO				
MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
CEMENTO GRIS	SACO	12	Q 43.00	Q 516.00
ARENA	M ³	1	Q 80.00	Q 80.00
PIEDRIN	M ³	1	Q 130.00	Q 130.00
ADAPTADOR MACHO PVC Ø 2"	UNIDAD	2	Q 5.06	Q 10.12
VALVULA DE COMPUERTA Ø 2"	UNIDAD	1	Q 89.00	Q 89.00
CODO PVC Ø 2"	UNIDAD	5	Q 14.37	Q 71.85
REDUCIDOR P.V.C. DE 2" A 3/4" LISO	UNIDAD	1	Q 10.63	Q 10.63
VALVULA DE FLOTE (BRONCE) Ø 3/4"	UNIDAD	1	Q 123.60	Q 123.60
ADAPTADOR MACHO PVC Ø 3/4"	UNIDAD	1	Q 2.40	Q 2.40
REDUCIDOR P.V.C. DE 2" A 1" LISO	UNIDAD	1	Q 10.63	Q 10.63
ADAPTADOR HEMBRA PVC Ø 1"	UNIDAD	1	Q 5.84	Q 5.84
PICHACHA DE BRONCE Ø 1"	UNIDAD	1	Q 69.00	Q 69.00
TEE PVC Ø 2"	UNIDAD	1	Q 16.37	Q 16.37
VALVULA DE PILA (BRONCE Ø 2")	UNIDAD	1	Q 25.00	Q 25.00
P.V.C. Ø 2"	TUBO	1	Q 82.96	Q 82.96
ABRAZADERA PARA TUBO PVC	UNIDAD	1	Q 5.00	Q 5.00
HIERRO No. 3	VARILLA	20	Q 19.88	Q 397.60
HIERRO No. 4	VARILLA	1	Q 35.35	Q 35.35
ALAMBRE DE AMARRE	LIBRA	5	Q 5.00	Q 25.00
CANDADO	UNIDAD	1	Q 65.00	Q 65.00
TABLA DE PINO RUSTICA DE 1"x12"x10'	PIE TABLA	70	Q 5.00	Q 350.00
PARALES DE 3"x3"x10'	PIE TABLA	45	Q 5.00	Q 225.00
CLAVO 2"	LIBRA	6	Q 5.00	Q 30.00
TOTAL DE MATERIALES				Q 2,376.35
MANO DE OBRA				
EXCAVACION	M ³	2.85	Q 35.00	Q 99.75
HACER CAJA ROMPE PRESION DE 1 M ³	UNIDAD	1	Q 550.00	Q 550.00
COLOCACION DE ACCESORIOS	GLOBAL	1	Q 50.00	Q 50.00
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 699.75
COSTO DEL RENGLON				Q 3,076.10

.../ Continuación Tabla XI.

CAJA DE VÁLVULAS PARA ACCESORIOS DE 3"				
MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
CEMENTO GRIS	SACO	6	Q 43.00	Q 258.00
ARENA	M ³	3	Q 80.00	Q 240.00
PIEDRIN	M ³	1	Q 130.00	Q 130.00
LADRILLO TAYUYO DE 0.065 X 0.11 X 0.23	UNIDAD	56	Q 1.10	Q 61.60
HIERRO NO. 3	VARILLA	10	Q 19.88	Q 198.80
ADAPTADOR MACHO PVC Ø 3"	UNIDAD	2	Q 37.11	Q 74.22
ALAMBRE DE AMARRE	LIBRA	2	Q 5.00	Q 10.00
CANDADO	UNIDAD	1	Q 65.00	Q 65.00
TABLA DE PINO RUSTICA DE 1"x12"x10'	PIE TABLA	3	Q 5.00	Q 15.00
CLAVO 2"	LIBRA	1	Q 5.00	Q 5.00
TOTAL DE MATERIALES				Q 1,057.62
MANO DE OBRA				
EXCAVACION	M ³	0.3	Q 35.00	Q 10.50
HACER CAJA	UNIDAD	1	Q 550.00	Q 550.00
COLOCACION DE ACCESORIOS	GLOBAL	1	Q 50.00	Q 50.00
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 610.50
COSTO DEL RENGLON				Q 1,668.12

CAJA DE VÁLVULAS PARA ACCESORIOS DE 2"				
MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
CEMENTO GRIS	SACO	6	Q 43.00	Q 258.00
ARENA	M ³	3	Q 80.00	Q 240.00
PIEDRIN	M ³	1	Q 130.00	Q 130.00
LADRILLO TAYUYO DE 0.065 X 0.11 X 0.23	UNIDAD	56	Q 1.10	Q 61.60
HIERRO NO. 3	VARILLA	10	Q 19.88	Q 198.80
ADAPTADOR MACHO PVC Ø 2"	UNIDAD	2	Q 25.95	Q 51.90
ALAMBRE DE AMARRE	LIBRA	2	Q 5.00	Q 10.00
CANDADO	UNIDAD	1	Q 65.00	Q 65.00
TABLA DE PINO RUSTICA DE 1"x12"x10'	PIE TABLA	3	Q 5.00	Q 15.00
CLAVO 2"	LIBRA	1	Q 5.00	Q 5.00
TOTAL DE MATERIALES				Q 1,035.30
MANO DE OBRA				
EXCAVACION	M ³	0.3	Q 35.00	Q 10.50
HACER CAJA	UNIDAD	1	Q 550.00	Q 550.00
COLOCACION DE ACCESORIOS	GLOBAL	1	Q 50.00	Q 50.00
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 610.50
COSTO DEL RENGLON				Q 1,645.80

.../ Continuación Tabla XI.

CAJA DE VÁLVULAS PARA ACCESORIOS DE 1 1/4"				
MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
CEMENTO GRIS	SACO	6	Q 43.00	Q 258.00
ARENA	M³	3	Q 80.00	Q 240.00
PIEDRIN	M³	1	Q 130.00	Q 130.00
LADRILLO TAYUYO DE 0.065 X 0.11 X 0.23	UNIDAD	56	Q 1.10	Q 61.60
HIERRO NO. 3	VARILLA	10	Q 19.88	Q 198.80
ADAPTADOR MACHO PVC Ø 1 1/4"	UNIDAD	2	Q 5.06	Q 10.12
ALAMBRE DE AMARRE	LIBRA	2	Q 5.00	Q 10.00
CANDADO	UNIDAD	1	Q 65.00	Q 65.00
TABLA DE PINO RUSTICA DE 1"x12"x10'	PIE TABLA	3	Q 5.00	Q 15.00
CLAVO 2"	LIBRA	1	Q 5.00	Q 5.00
TOTAL DE MATERIALES				Q 993.52
MANO DE OBRA				
EXCAVACION	M³	0.3	Q 35.00	Q 10.50
HACER CAJA	UNIDAD	1	Q 550.00	Q 550.00
COLOCACION DE ACCESORIOS	GLOBAL	1	Q 50.00	Q 50.00
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 610.50
COSTO DEL RENGLON				Q 1,604.02

CAJA DE VÁLVULAS PARA ACCESORIOS DE 1 1"				
MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
CEMENTO GRIS	SACO	6	Q 43.00	Q 258.00
ARENA	M³	3	Q 80.00	Q 240.00
PIEDRIN	M³	1	Q 130.00	Q 130.00
LADRILLO TAYUYO DE 0.065 X 0.11 X 0.23	UNIDAD	56	Q 1.10	Q 61.60
HIERRO NO. 3	VARILLA	10	Q 19.88	Q 198.80
ADAPTADOR MACHO PVC Ø 1"	UNIDAD	2	Q 4.94	Q 9.88
ALAMBRE DE AMARRE	LIBRA	2	Q 5.00	Q 10.00
CANDADO	UNIDAD	1	Q 65.00	Q 65.00
TABLA DE PINO RUSTICA DE 1"x12"x10'	PIE TABLA	3	Q 5.00	Q 15.00
CLAVO 2"	LIBRA	1	Q 5.00	Q 5.00
TOTAL DE MATERIALES				Q 993.28
MANO DE OBRA				
EXCAVACION	M³	0.3	Q 35.00	Q 10.50
HACER CAJA	UNIDAD	1	Q 550.00	Q 550.00
COLOCACION DE ACCESORIOS	GLOBAL	1	Q 50.00	Q 50.00
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 610.50
COSTO DEL RENGLON				Q 1,603.78

.../ Continuación Tabla XI.

CONEXIÓN PREDIAL DE 2" A 1/2"				
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
CEMENTO	SACO	1	Q 43.00	Q 43.00
ARENA	M ³	1	Q 80.00	Q 80.00
PIEDRIN	M ³	1	Q 130.00	Q 130.00
TEE P.V.C. Ø 2"	UNIDAD	1	Q 16.37	Q 16.37
REDUCIDOR P.V.C. DE 2" A 1/2"	UNIDAD	1	Q 10.63	Q 10.63
TUBERIA P.V.C Ø ½ " 315 PSI	TUBO	1	Q 29.82	Q 29.82
CODO 90° PVC Ø ½" CON ROSCA	UNIDAD	1	Q 2.84	Q 2.84
NIPLE H.G. Ø ½" (2.5 METROS)	UNIDAD	1	Q 85.00	Q 85.00
CODO 90° H.G. Ø ½"	UNIDAD	1	Q 18.00	Q 18.00
NIPLE H.G. Ø ½" (0.25 METROS)	UNIDAD	1	Q 12.00	Q 12.00
COPLA H.G Ø ½"	UNIDAD	1	Q 6.00	Q 6.00
LLAVE DE CHORRO DE Br.	UNIDAD	1	Q 19.90	Q 19.90
CINTA TEFLON PARA SELLAR JUNTAS H.G.	ROLLO	1	Q 2.00	Q 2.00
CEMENTO SOLVENTE PARA P.V.C	POMO 25 GR	1	Q 13.79	Q 13.79
TOTAL DE MATERIALES				Q 469.35
MANO DE OBRA				
INSTALACION DE CONEXION PREDIAL	GLOBAL	1	Q 185.00	Q 185.00
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 185.00
COSTO DEL RENGLON				Q 654.35

CONEXIÓN PREDIAL DE 1 1/4" A 1/2"				
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
CEMENTO	SACO	1	Q 43.00	Q 43.00
ARENA	M ³	1	Q 80.00	Q 80.00
PIEDRIN	M ³	1	Q 130.00	Q 130.00
TEE P.V.C. Ø 1 1/4"	UNIDAD	1	Q 9.94	Q 9.94
REDUCIDOR P.V.C. DE 1 1/4" A 1/2"	UNIDAD	1	Q 6.16	Q 6.16
TUBERIA P.V.C Ø ½ " 315 PSI	TUBO	1	Q 29.82	Q 29.82
CODO 90° PVC Ø ½" CON ROSCA	UNIDAD	1	Q 2.84	Q 2.84
NIPLE H.G. Ø ½" (2.5 METROS)	UNIDAD	1	Q 85.00	Q 85.00
CODO 90° H.G. Ø ½"	UNIDAD	1	Q 18.00	Q 18.00
NIPLE H.G. Ø ½" (0.25 METROS)	UNIDAD	1	Q 12.00	Q 12.00
COPLA H.G Ø ½"	UNIDAD	1	Q 6.00	Q 6.00
LLAVE DE CHORRO DE Br.	UNIDAD	1	Q 19.90	Q 19.90
CINTA TEFLON PARA SELLAR JUNTAS H.G.	ROLLO	1	Q 2.00	Q 2.00
CEMENTO SOLVENTE PARA P.V.C	POMO 25 GR	1	Q 13.79	Q 13.79
TOTAL DE MATERIALES				Q 458.45
MANO DE OBRA				
INSTALACION DE CONEXION PREDIAL	GLOBAL	1	Q 175.00	Q 175.00
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 175.00
COSTO DEL RENGLON				Q 633.45

.../ Continuación Tabla XI.

PASO DE ZANJON TIPO A				
MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
CEMENTO	SACO	6	Q 43.00	Q 258.00
ARENA	M3	1	Q 80.00	Q 80.00
PIEDRIN	M3	1	Q 130.00	Q 130.00
TABLA DE PINO RUSTICO DE 1"x12"x10'	PIE TABLA	39	Q 5.00	Q 195.00
ABRAZADERA 1 1/4"	UNIDAD	6	Q 7.00	Q 42.00
HIERRO NO. 3	VARILLA	3	Q 19.88	Q 59.64
HIERRO NO. 4	VARILLA	6	Q 35.35	Q 212.10
CLAVO 3"	LIBRA	3	Q 5.00	Q 15.00
TOTAL DE MATERIALES				Q 991.74
MANO DE OBRA				
EXCAVACION	M3	0.20	Q 35.00	Q 7.00
HACER ANCLAJES	UNIDAD	6	Q 75.00	Q 450.00
COLOCAR TUBERIA H.G.	ML	24	Q 22.55	Q 541.20
FORMALETEAR Y DESENCOFRAR	ML	20	Q 10.00	Q 200.00
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 1,198.20
COSTO DEL RENGLON				Q 2,189.94

PASO DE ZANJON TIPO B				
MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
CEMENTO	SACO	6	Q 43.00	Q 258.00
ARENA	M3	1	Q 80.00	Q 80.00
PIEDRIN	M3	1	Q 130.00	Q 130.00
TABLA DE PINO RUSTICO DE 1"x12"x10'	PIE TABLA	39	Q 5.00	Q 195.00
ABRAZADERA 1 1/4"	UNIDAD	2	Q 7.00	Q 14.00
HIERRO NO. 3	VARILLA	3	Q 19.88	Q 59.64
HIERRO NO. 4	VARILLA	6	Q 35.35	Q 212.10
CLAVO 3"	LIBRA	3	Q 5.00	Q 15.00
TUBO H.G. 2"	UNIDAD	2	Q 25.00	Q 50.00
HEMBRA H.G. DE 3" X 1/4"	UNIDAD	4	Q 35.00	Q 140.00
HEMBRA H.G. DE 3/16 " X 4"	UNIDAD	2	Q 15.00	Q 30.00
TOTAL DE MATERIALES				Q 963.74
MANO DE OBRA				
EXCAVACION	M3	0.20	Q 35.00	Q 7.00
HACER ANCLAJES	UNIDAD	4	Q 75.00	Q 300.00
COLOCAR TUBERIA H.G.	ML	18	Q 22.55	Q 405.90
FORMALETEAR Y DESENCOFRAR	ML	9	Q 10.00	Q 90.00
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 802.90
COSTO DEL RENGLON				Q 1,766.64

.../ Continuación Tabla XI.

PASO AEREO DE 18 METROS TUBERÍA H.G. DE 1 1/4"				
MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
CEMENTO GRIS	SACO	28	Q 43.00	Q 1,204.00
ARENA	M ³	3	Q 80.00	Q 240.00
PIEDRIN	M ³	1	Q 130.00	Q 130.00
PIEDRA BOLA	M ³	7	Q 90.00	Q 630.00
HIERRO No. 3	VARILLA	8	Q 35.35	Q 282.80
HIERRO No. 4	VARILLA	11	Q 19.88	Q 218.68
ALAMBRE DE AMARRE	LIBRA	13	Q 5.00	Q 65.00
TABLA DE 1" x 12" x 10'	PIE TABLA	59	Q 5.00	Q 295.00
CLAVO	LIBRA	4	Q 5.00	Q 20.00
CABLE Ø 1/2"	ML	32	Q 21.38	Q 684.16
CABLE Ø 3/8"	ML	14	Q 11.70	Q 163.80
ABRAZADERA Ø 1/2"	UNIDAD	15	Q 5.00	Q 75.00
ABRAZADERA Ø 3/8"	UNIDAD	36	Q 3.00	Q 108.00
GUARDACABLE Ø 1/2"	UNIDAD	2	Q 15.00	Q 30.00
GUARDACABLE Ø 3/8"	UNIDAD	9	Q 8.50	Q 76.50
HIERRO No. 4 Ø 1/2"	VARILLA	2	Q 35.35	Q 70.70
NIPLE H.G. 3"	UNIDAD	2	Q 8.00	Q 16.00
TUBO H.G. Ø 1 1/4"	UNIDAD	4	Q 225.00	Q 900.00
CODO P.V.C 45° Ø 1"	UNIDAD	4	Q 8.35	Q 33.40
ADAPTADOR HEMBRA Ø 1"	UNIDAD	2	Q 5.25	Q 10.50
TOTAL DE MATERIALES				Q 5,253.54
MANO DE OBRA				
COLOCACION DE CABLE DE 1/2"	ML	32	Q 30.00	Q 960.00
COLOCACION DE CABLE DE 3/8"	ML	14	Q 15.00	Q 210.00
HACER ARMADURA No. 4	ML	35.6	Q 2.00	Q 71.20
HACER ESTRIBO No. 3	U	38	Q 1.00	Q 38.00
FUNDICION DE COLUMNA	U	2	Q 250.00	Q 500.00
FUNDICION DE ZAPATA	U	2	Q 100.00	Q 200.00
FUNDICION DE MUERTO	U	2	Q 200.00	Q 400.00
FORMALETEADO Y DESENCOFRADO	ML	28	Q 10.00	Q 280.00
COLOCACION DE TUBERIA H-G	ML	24	Q 21.25	Q 510.00
EXCAVACION	M ³	0.85	Q 35.00	Q 29.75
RELLENO DE EXCAVACION	M ³	0.16	Q 24.00	Q 3.84
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 3,202.79
COSTO DEL RENGLON				Q 8,456.33

.../ Continuación Tabla XI.

PASO AEREO DE 18 METROS TUBERÍA H.G. DE 2"				
MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
CEMENTO GRIS	SACO	16	Q 43.00	Q 688.00
ARENA	M ³	3	Q 80.00	Q 240.00
PIEDRIN	M ³	1	Q 130.00	Q 130.00
PIEDRA BOLA	M ³	7	Q 90.00	Q 630.00
HIERRO No. 3	VARILLA	32	Q 35.35	Q 1,131.20
HIERRO No. 4	VARILLA	8	Q 19.88	Q 159.04
ALAMBRE DE AMARRE	LIBRA	16	Q 5.00	Q 80.00
TABLA DE 1" x 12" x 10'	PIE TABLA	59	Q 5.00	Q 295.00
CLAVO	LIBRA	4	Q 5.00	Q 20.00
CABLE Ø ½"	ML	32	Q 21.38	Q 684.16
CABLE Ø ¾"	ML	14	Q 11.70	Q 163.80
ABRAZADERA Ø ½"	UNIDAD	15	Q 5.00	Q 75.00
ABRAZADERA Ø ¾"	UNIDAD	36	Q 3.00	Q 108.00
GUARDACABLE Ø ½"	UNIDAD	2	Q 15.00	Q 30.00
GUARDACABLE Ø ¾"	UNIDAD	9	Q 8.50	Q 76.50
HIERRO No. 4 Ø ½"	VARILLA	2	Q 35.35	Q 70.70
NIPLÉ H.G. 3"	UNIDAD	2	Q 8.00	Q 16.00
TUBO H.G. Ø 2"	UNIDAD	4	Q 327.00	Q 1,308.00
CODO P.V.C 45° Ø 1"	UNIDAD	4	Q 8.35	Q 33.40
ADAPTADOR HEMBRA Ø 1"	UNIDAD	2	Q 5.25	Q 10.50
TOTAL DE MATERIALES				Q 5,949.30
MANO DE OBRA				
COLOCACION DE CABLE DE 1/2"	ML	32	Q 30.00	Q 960.00
COLOCACION DE CABLE DE 3/8"	ML	14	Q 15.00	Q 210.00
HACER ARMADURA No. 4	ML	35.6	Q 2.00	Q 71.20
HACER ESTRIBO No. 3	U	38	Q 1.00	Q 38.00
FUNDICION DE COLUMNA	U	2	Q 250.00	Q 500.00
FUNDICION DE ZAPATA	U	2	Q 100.00	Q 200.00
FUNDICION DE MUERTO	U	2	Q 200.00	Q 400.00
FORMALETEADO Y DESENCOFRADO	ML	28	Q 10.00	Q 280.00
COLOCACION DE TUBERIA H-G	ML	24	Q 32.50	Q 780.00
EXCAVACION	M ³	0.85	Q 35.00	Q 29.75
RELLENO DE EXCAVACION	M ³	0.16	Q 24.00	Q 3.84
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 3,472.79
COSTO DEL RENGLON				Q 9,422.09

Tabla XII. Presupuesto del muro de contención para la aldea Shusho Arriba.

TRABAJOS PRELIMINARES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
MANO DE OBRA				
LIMPIEZA GENERAL	M2	1	Q 6.50	Q 6.50
TRAZO Y ESTAQUEADO	ML	1	Q 5.00	Q 5.00
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 11.50
COSTO DEL RENGLON				Q 11.50

CIMENTACIÓN				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
CEMENTO	SACO	13	Q 43.00	Q 559.00
ARENA	M3	0.55	Q 80.00	Q 44.00
PIEDRIN	M3	0.55	Q 130.00	Q 71.50
HIERRO # 4	VARILLA	2	Q 36.50	Q 73.00
HIERRO # 8	VARILLA	1	Q 46.81	Q 46.81
ALAMBRE DE AMARRE	LIBRA	1	Q 5.00	Q 5.00
TOTAL DE MATERIALES				Q 799.31
MANO DE OBRA				
EXCAVACIÓN	M3	1	Q 35.00	Q 35.00
NIVELACIÓN	M2	1	Q 25.00	Q 25.00
HECHURA Y COLOCACIÓN DE ARMADURA # 4	ML	1	Q 5.50	Q 5.50
HECHURA Y COLOCACIÓN DE ARMADURA # 8	ML	1	Q 9.85	Q 9.85
FUNDICIÓN DE CONCRETO	M3	1	Q 180.00	Q 180.00
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 255.35
COSTO DEL RENGLON				Q 1,054.66

CORTINA DE MURO				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
CEMENTO	SACO	13	Q 43.00	Q 559.00
ARENA	M3	0.55	Q 80.00	Q 44.00
PIEDRÍN	M3	0.55	Q 130.00	Q 71.50
HIERRO # 3	VARILLA	2	Q 19.88	Q 39.76
HIERRO # 4	VARILLA	7	Q 36.50	Q 255.50
HIERRO # 8	VARILLA	9	Q 46.81	Q 421.29
ALAMBRE DE AMARRE	LIBRA	2	Q 5.00	Q 10.00
TABLA DE 1"x12"x10'	PIE TABLA	1	Q 5.00	Q 5.00
PARAL DE 3"x3"x10'	PIE TABLA	1	Q 5.00	Q 5.00
CLAVO DE 3"	LIBRA	0.15	Q 6.50	Q 0.98
TOTAL DE MATERIALES				Q 1,412.03
MANO DE OBRA				
HECHURA Y COLOCACIÓN DE ARMADURA # 3	ML	1	Q 2.25	Q 2.25
HECHURA Y COLOCACIÓN DE ARMADURA # 4	ML	1	Q 5.50	Q 5.50
HECHURA Y COLOCACIÓN DE ARMADURA # 8	ML	1	Q 9.85	Q 9.85
FUNDICIÓN DE CONCRETO	M3	1	Q 180.00	Q 180.00
ENCOFRADO	ML	1	Q 22.78	Q 22.78
DESENCOFRADO	ML	1	Q 14.50	Q 14.50
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 234.88
COSTO DEL RENGLON				Q 1,646.91

.../ Continuación Tabla XII.

DRENAJE				
MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
TUBO PVCV DE 3" PARA DRENAJE	UNIDAD	0.17	Q 116.88	Q 19.87
PIEDRIN	M3	0.3	Q 130.00	Q 39.00
TOTAL DE MATERIALES				Q 58.87
MANO DE OBRA				
HECHURA DE DRENAJE	UNIDAD	1	Q 15.00	Q 15.00
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 15.00
COSTO DEL RENGLON				Q 73.87

ANEXO

Figura 31. Informe de análisis bacteriológico



LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
 ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS
 HIDRÁULICOS (ERIS) - CENTRO DE INVESTIGACIONES (CI)
 DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
 CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

EXAMEN BACTERIOLOGICO			
O.T. No. 20-444		INF. No. A-199-317	
INTERESADO	<u>FACULTAD DE INGENIERIA</u>	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD DE AGUA</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Angel Arturo Arenas Lucas</u>	DEPENDENCIA:	<u>U.S.A.C.</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Caserío El Chilar, Aldea Santa Elena</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2006-08-16: 11 h 00 min</u>
FUENTE:	<u>Quebrada El Tubilja</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2006-08-17: 10 h 00 min</u>
MUNICIPIO:	<u>Chiquimula</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Con refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Chiquimula</u>	SABOR:	<u>-----</u>
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>Reg. cantidad</u>
ASPECTO:	<u>turbia</u>	COLOR RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)			
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
01,00 cm ³	+++++	+++++	+++++
00,10 cm ³	+++++	+++++	+++++
00,01 cm ³	+++++	+++++	+++++
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		<u>> 10 x 10³</u>	<u>170</u>

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 20TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

CONCLUSION Bacteriológicamente el agua se enmarca en la clasificación II. Calidad bacteriológica que precisa la aplicación de los métodos habituales de tratamiento (coagulación, sedimentación, filtración, desinfección). Según normas internacionales para fuentes de agua de la Organización Mundial de la Salud.

Guatemala, 2006-09-04

Vo.Bo.



Ing. César Alfonso García Guerra
DIRECTOR CHAUSAC





Ing. César Alfonso García Guerra
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio



Figura 32. Informe de análisis fisicoquímico.



LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS HIDRÁULICOS (ERIS) -CENTRO
DE INVESTIGACIONES (CII)
DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

O.T. No.20 444		ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO		INF. No. 22 450	
INTERESADO:	FACULTAD DE INGENIERÍA	PROYECTO:	CONTROL DE CALIDAD		
RECOLECTADA POR:	Angel Arturo Arenas Lucas	DEPENDENCIA:	USAC		
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Caserío El Chilar, Aldea Santa Elena	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2006-08-16, 10 h 45 min.		
FUENTE:	Quebrada El Tubilja	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	2006-08-17, 10 h 00 min.		
MUNICIPIO:	Chiquimula	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración		
DEPARTAMENTO:	Chiquimula				
RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Turbio	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA (En el momento de recolección):	-- ° C
2. COLOR:	58,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8. CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA:	99,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	36,00 UNT	6. potencial de Hidrógeno (pH):	07,90 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L.	SUSTANCIAS	mg/L.	SUSTANCIAS	mg/L.
1. AMONIACO (NH ₃)	00,27	6. CLORUROS (Cl)	10,00	11. SOLIDOS TOTALES	71,00
2. NITRITOS (NO ₂)	00,00	7. FLUORUROS (F)	00,05	12. SOLIDOS VOLÁTILES	13,00
3. NITRATOS (NO ₃)	12,76	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	03,00	13. SOLIDOS FIJOS	58,00
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,44	14. SOLIDOS EN SUSPENSION	10,00
5. MANGANESO (Mn)	00,054	10. DUREZA TOTAL	36,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	52,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	54,00	54,00		
OTRAS DETERMINACIONES _____					
OBSERVACIONES. Desde el punto de vista de la calidad física aspecto turbia (rechazable). Desde el punto de vista de la calidad 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. 20 th EDITION 2 008, NORMA COGUANOR NCO 4 910 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES Y 2900) (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.					
Guatemala, 2006-09-04					
 Vo.Bo. Ing. César Alfonso García Guerra DIRECTOR CII/USAC				 Zeydi Muñoz Santos Ing. Químico C. No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio	

Figura 33. Informe de ensayo de compresión triaxial

