



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE POR GRAVEDAD DEL PARAJE TASABALQUIEJ, Y
DISEÑO DE ESCUELA DEL CASERÍO CHUARAX-ABAJ,
MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CHIQUIMULA,
DEPARTAMENTO DE TOTONICAPÁN**

José Eliseo García García

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, noviembre 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE POR GRAVEDAD DEL PARAJE TASABALQUIEJ, Y
DISEÑO DE ESCUELA DEL CASERÍO CHUARAX-ABAJ,
MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CHIQUIMULA,
DEPARTAMENTO DE TOTONICAPÁN**

TRABAJO DE GRADUACIÓN
PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR:

JOSÉ ELISEO GARCÍA GARCÍA

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

Decano	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Vocal I	Inga. Glenda Patricia García Soria
Vocal II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
Vocal III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
Vocal IV	Br. José Milton De León Bran
Vocal V	Br. Isaac Sultán Mejía
Secretaria	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRÁCTICO EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

Decano	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Examinador	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
Examinador	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Examinador	Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Secretaria	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD DEL PARAJE TASABALQUIEJ, Y DISEÑO DE ESCUELA DEL CASERÍO CHUARAX-ABAJ, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE TOTONICAPÁN,

temas que me fueron asignados por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 20 de agosto de 2009

José Eliseo García García



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 15 de octubre de 2009.
Ref.EPS.DOC.1469.10.09.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

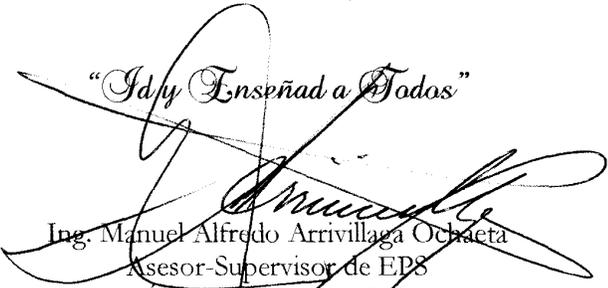
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **José Eliseo García García** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200130486**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD DEL PARAJE TASABALQUIEJ Y DISEÑO DE ESCUELA DEL CASERÍO CHUARAX-ABAJ, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE TOTONICAPAN”**.

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

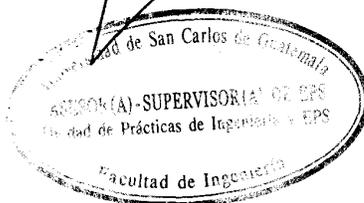
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochoaeta
Asesor-Supervisor de EPS
Area de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
MAAO/ra





UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 15 de octubre de 2009.
Ref.EPS.D.714.10.09

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

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD DEL PARAJE TASABALQUIEJ Y DISEÑO DE ESCUELA DEL CASERÍO CHUARAX-ABAJ, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE TOTONICAPAN"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **José Eliseo García García**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

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



NISZ/ra

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



Guatemala,
19 de octubre de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

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

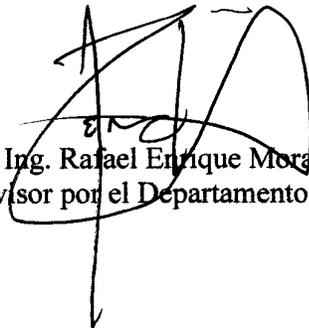
Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD DEL PARAJE TASABALQUIEJ Y DISEÑO DE ESCUELA DEL CASERÍO CHUARAX-ABAJ, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE TOTONICAPÁN**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Eliseo García García, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



Guatemala,
21 de octubre de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

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

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD DEL PARAJE TASABALQUIEJ Y DISEÑO DE ESCUELA DEL CASERÍO CHUARAX-ABAJ, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE TOTONICAPÁN**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Eliseo García García, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



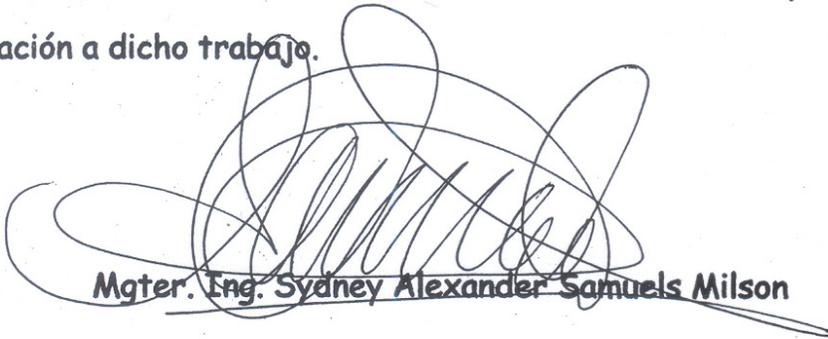
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante José Eliseo García García, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD DEL PARAJE TASABALQUIEJ, Y DISEÑO DE ESCUELA DEL CASERÍO CHUARAX-ABAJ, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE TOTONICAPAN, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.



Mgter. Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECTOR
USAC

Guatemala, noviembre 2009.

/lgaa.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD DEL PARAJE TASABALQUIEJ, Y DISEÑO DE ESCUELA DEL CASERÍO CHUARAX-ABAJ, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE TOTONICAPÁN**, presentado por el estudiante universitario José Eliseo García García, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, noviembre de 2009

A G R A D E C I M I E N T O S A:

- Dios, ser supremo que me dio la vida, me guió y me fortaleció, me brindó su compañía y bendiciones para obtener este triunfo.

- Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga, por la desinteresada colaboración que me brindó, con su apoyo y asesoría para el desarrollo del presente trabajo.

- La Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos, por formar mejores profesionales cada día.

- Los habitantes de las comunidades Tasabalquiej y Chuarax-abaj, por su colaboración y su gran deseo de superación.

- Todos mis amigos y personas que de una u otra forma contribuyeron en el desarrollo del presente trabajo, por sus consejos, apoyo y ayuda incondicional que me brindaron.

A todos en general

DIOS LOS BENDIGA

ACTO QUE DEDICO A :

- DIOS** Creador de todas las cosas, que me permitió llegar a este momento que siempre soñé.
- MIS PADRES** Alejandro García Menchú
María Bernarda García Tzoc
Con amor y agradecimiento, ya que gracias a su esfuerzo y sacrificio estoy ahora en este lugar.
- MIS HERMANOS** Diana, Miguel, Virginia, Otilia, María, Estela, Fernando y Emiliana, por ser parte de mi vida, con amor y aprecio.
- MIS ABUELOS** Por sus sabios consejos y oraciones.
- MIS CUÑADOS** Martin, Rolando Pacheco, Adolfo, Rolando Toc, que sea un ejemplo de capacidad de seguir adelante y dejar todo obstáculo en el camino.
- MI NOVIA** Olga Marina Ola Huitz con amor y cariño, gracias a su apoyo incondicional en los momentos mas difíciles.
- MIS AMIGOS** Raúl, Hernán, Iván, René, doy gracias a Dios por haberlos puesto en mi camino, ya que han sido los mejores que pude encontrar.

ÍNDICE GENERAL

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

1 FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Aspectos monográficos del paraje Tasabalquiej.....	1
1.1.1 Origen.....	1
1.1.2 Localización.....	1
1.1.3 Límites.....	1
1.1.4 Clima.....	2
1.1.5 Población.....	2
1.1.6 Vías de acceso.....	2
1.1.7 Actividades económicas.....	2
1.2 Aspectos monográficos del paraje Chuarax-abaj.....	3
1.2.1 Origen.....	3
1.2.2 Localización.....	3
1.2.3 Límites.....	3
1.2.4 Clima.....	3

1.2.5	Población.....	4
1.2.6	Vías de acceso.....	4
1.2.7	Actividades.....	4
1.3	Investigación diagnóstica de las necesidades de servicios básicos y de infraestructura de los caseríos Tasabalquiej y de Chuarax-abaj.....	4
2	SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	7
2.1	Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad para la aldea Tasabalquiej.....	7
2.1.1	Descripción del proyecto.....	7
2.1.2	Información de campo.....	7
2.1.2.1	Fuentes de abastecimiento de agua.....	7
2.1.2.2	Aforo de las fuentes de agua.....	8
2.1.2.3	Levantamiento topográfico.....	8
2.1.2.4	Calidad de agua.....	9
2.1.2.4.1	Análisis físico químico.....	10
2.1.2.4.2	Análisis bacteriológico.....	10
2.1.3	Periodo de diseño.....	10
2.1.4	Estimación de población de diseño.....	10
2.1.5	Criterio de diseño.....	12
2.1.5.1	Dotación.....	12
2.1.5.2	Factores de consumo.....	13
2.1.6	Determinación de los caudales.....	14
2.1.6.1	Consumo medio diario.....	14
2.1.6.2	Consumo máximo diario.....	14

2.1.6.3 Consumo máximo horario.....	15
2.1.6.4 Factor de gasto.....	15
2.1.6.5 Factor por vivienda.....	15
2.1.7 Diseño de los componentes del sistema.....	16
2.1.7.1 Captación.....	16
2.1.7.2 Diseño de la línea de conducción.....	17
2.1.7.3 Diseño de la red de distribución.....	19
2.1.7.4 Tanque de distribución.....	21
2.1.7.5 Desinfección.....	31
2.1.7.6 Obras hidráulicas.....	34
2.1.7.6.1 Válvulas.....	34
2.1.7.6.2 Caja rompe-presión.....	35
2.1.7.6.3 Paso aéreo.....	35
2.1.8 Elaboración de planos.....	51
2.1.9 Elaboración de presupuesto.....	51
2.1.10 Plan de operación y mantenimiento.....	53
2.1.11 Propuesta tarifaria.....	54
2.1.12 Evaluación de impacto ambiental.....	55
2.1.13 Evaluación socio-económica.....	61
2.1.13.1 Valor presente neto.....	62
2.1.13.2 Tasa interna de retorno.....	64
2.2 Diseño de escuela del caserío Chuarax-abaj, Santa María Chiquimula, Totonicapán.....	65
2.2.1 Descripción del proyecto.....	65
2.2.2 Población a servir.....	65
2.2.3 Descripción del espacio disponible.....	65
2.2.3.1. Topografía del terreno.....	65

2.2.3.2. Características del suelo.....	66
2.2.4 Mampostería.....	66
2.2.5 Elementos de un sistema de mampostería reforzada.....	66
2.2.6 Unidades de mampostería.....	66
2.2.6.1 Ladrillos de barro cocido.....	67
2.2.6.2 Bloques de concreto.....	67
2.2.7 Mortero.....	68
2.2.8 Concreto y graut.....	68
2.2.8.1 Concreto.....	68
2.2.8.2 Graut.....	69
2.2.9 Acero de refuerzo.....	69
2.2.10 Esfuerzo básico de ruptura ($f'm$).....	70
2.2.10.1 Procedimiento para determinar el $f'm$	70
2.2.11 Cargas que afectan a una estructura de mampostería reforzada.....	72
2.2.11.1 Cargas gravitacionales.....	72
2.2.11.1.1 Carga viva.....	72
2.2.11.1.2 Carga muerta.....	75
2.2.11.2 Cargas laterales.....	77
2.2.11.2.1 Cargas de viento.....	77
2.2.11.2.2 Cargas de sismo.....	77
2.2.12 Efectos torsionales.....	78
2.2.12.1 Limitación de los efectos torsionales.....	79
2.2.13 Estructuración sismo resistente.....	79
2.2.13.1 Clasificación de las obras.....	79
2.2.14 Índice de sismicidad del sitio (I_0).....	80
2.2.15 Nivel de protección requerido.....	81
2.2.16 Perfil del suelo.....	83
2.2.17 Aceleración máxima efectiva del terreno (A_0).....	84

2.2.18	Tipo de estructura.....	84
2.2.18.1	Descripción de la estructura.....	86
2.2.18.2	Configuración de la edificación.....	86
2.2.18.3	Redundancia estructural.....	86
2.2.18.4	Configuración en planta.....	88
2.2.18.5	Configuración vertical.....	89
2.2.19	Corte basal.....	91
2.2.20	Diseño de la escuela.....	97
2.2.20.1	Diseño de la losa del primer nivel en ambos sentido.....	97
2.2.20.2	Diseño de la losa del segundo nivel.....	102
2.2.20.3	Análisis de una estructura de mampostería.....	103
2.2.20.3.1	Análisis simplista.....	103
2.2.20.3.2	Limitaciones del método simple.....	104
2.2.20.4	Cálculo del centro de masa, centro de rigidez y cálculo del corte basal.....	104
2.2.20.5	Diseño de soleras.....	126
2.2.20.6	Diseño de la cimentación.....	131
2.2.20.6.1	Diseño del cimiento corrido.....	132
2.2.20.7	Elaboración de planos.....	134
2.2.21	Elaboración de presupuesto.....	134
CONCLUSIONES.....		137
RECOMENDACIONES.....		139
BIBLIOGRAFÍA.....		141
APÉNDICE.....		143

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Diagrama de refuerzo	27
2.	Diagrama de fuerzas y dimensiones del muro	27
3.	Instalación del alimentador automático de tricloro	34
4.	Paso aéreo.	35
5.	Armado de columna	45
6.	Corte simple	46
7.	Corte punzonante planta	47
8.	Corte punzonante	47
9.	fuerzas en el anclaje	48
10.	Diagrama de representación de la inversión	62
11.	Mapa de macrozonas sísmicas.	82
12.	Función de ampliación dinámica.	93
13.	Distribución del corte basal.	96
14.	Distribución de áreas de losas para soleras	126
15.	Diagrama de momentos en solera	128
16.	Diagrama de corte en solera	131
17.	Capacidad de momento de secciones rectangulares	133
18.	Ensayo de compresión triaxial	143
19.	Análisis físico químico sanitario	144
20.	Examen bacteriológico	145
21.	Identificación de muros	146

TABLAS

I.	Cálculo de momentos que soportan los muros	28
II.	Determinación de esfuerzos a tensión en cable principal	38
III.	Determinación de esfuerzos a tensión en cable principal	41
IV.	Presupuesto	52
V.	Impactos ambientales negativos durante la ejecución	59
VI.	Impactos ambientales negativos durante la operación	59
VII.	Medidas de mitigación en la ejecución y la operación	60
VIII.	Flujos de caja, ingresos y egresos anuales	61
IX.	Cargas vivas mínimas para una estructura de mampostería	73
X.	Cargas muertas mínimas	76
XI.	Índice de sismicidad.	81
XII.	Nivel de protección requerido.	81
XIII.	Derivas laterales máximas según el nivel de protección requerido	83
XIV.	Clasificación por tipo de estructura	85
XV.	Redundancia estructural (q1) para número de tramos	87
XVI.	Número de ejes estructurales (q2)	87
XVII.	Configuración en planta	89
XVIII.	Configuración vertical.	89
XIX.	Guía para establecer la estructuración sismo resistente de una edificación e integrar el índice de calidad Q	90
XX.	Periodo de vibración	92
XXI.	Función de ampliación dinámica	93
XXII.	Factor de reducción de respuesta sísmica	94
XXIII.	Coordenadas de muros.	106
XXIV.	Peso del muro por su coordenada	109
XXV.	Centroide del muro por su rigidez.	111

XXVI.	Momento polar de inercia	117
XXVII.	Carga lateral, torsión y carga total	118
XXVIII.	Momento y deriva de muros	120
XXIX.	Cuantía de acero vertical y horizontal	122
XXX.	Distribución de As primer nivel, horizontal y vertical	124
XXXI.	Distribución de As segundo nivel, horizontal y vertical	125
XXXII.	Presupuesto	135
XXXIII.	Cálculo hidráulico de la línea de conducción	147
XXXIV.	Cálculo hidráulico de la res de distribución	148
XXXV.	Diámetro interno de tubería PVC para el diseño de acueductos	154
XXXVI.	Módulo de elasticidad de materiales de construcción de tubería	154
XXXVII.	Variación de la presión atmosférica respecto a la altitud	155
XXXVIII.	Límite máximo aceptable y límite máximo permisible de las características físicas del agua potable	155
XXXIX.	Límite máximo aceptable y límite máximo permisible de substancias químicas contenidas en el agua potable	156
XL.	Relación entre cloro residual libre y sus respectivos límites máximos aceptables y límites máximos permisibles	157
XLI.	Calidad bacteriológica del agua potable	158

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada cierta distancia
ACI	Instituto Americano del Concreto
As	Área de acero
b	Base
CP	Cota piezométrica
d	Peralte
dc	Demanda de cloro
e	Excentricidad
E.P.S.	Ejercicio Profesional Supervisado
Ec	Ecuación
EQ	Fuerza de sismo
f_c	Resistencia del concreto
F_c	Flujo de cloro
FH	Fuerza horizontal
FL	Fuerza longitudinal
Fy	Resistencia del acero
h	Altura de solera
Hf	Pérdida de carga
I	Impacto
m.c.a.	Metros columna de agua
Mu	Momento último
P	Presión
Q	Caudal
Qm	Caudal medio

Qmd	Caudal máximo diario
Qmh	Caudal máximo horario
QT	Caudal total
T	Espesor de losa
P	Cuantía de acero
V	Velocidad
Vmax	Corte máximo
Vrc	Corte nominal del concreto
Vs	Valor soporte del suelo
Wc	Peso del concreto armado
Wcc	Peso del concreto ciclópeo

GLOSARIO

Acero de refuerzo	Cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.
Aforo	Medición del volumen de agua que lleva una corriente por unidad de tiempo.
Agua potable	Agua que es sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
Análisis de agua	Es el conjunto de parámetros, que tienen por objeto, definir la calidad de agua, al relacionarlos con normas, las cuales establecen los valores de las concentraciones máximas aceptables y/o permisibles, para el uso benéfico al cual se destine.
Caudal	Volumen de agua que pasa por unidad de tiempo.
Conducción	Infraestructura utilizada para conducir el agua desde la fuente al tanque de distribución.
Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado.
Cota piezométrica	Altura de presión de agua que se tiene en un punto dado.
Dotación	Volumen de agua consumida por un habitante en un día; y se expresa en litros habitante día.

Deslizamiento	Fuerza que tiende a deslizar horizontalmente el muro.
Empuje	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.
Fuente	Manantial de agua que brota de la tierra.
Fuerza de sismo	Carga que es inducida por un sismo y que provoca esfuerzos en la subestructura.
Grupo coniforme	Grupo de bacterias que habitan en el intestino grueso del hombre y algunos animales. Cuando éstas se detectan en el agua, indican una contaminación de tipo fecal. Son las principales bacterias cuyo número se busca determinar en un análisis bacteriológico.
Hipoclorador	Aparato que sirve para la dosificación de pequeñas cantidades de hipoclorito de calcio en la entrada de un tanque de distribución de agua potable.
Losa	Elemento estructural, plano que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.
Pérdida de carga	Disminución de presión dinámica debido a la fricción que existe entre el agua y las paredes de la tubería.
Presión	Fuerza o carga por unidad de área.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado, realizado en los Caseríos, Tasabalquej y Chuarax-abaj municipio de Santa María Chuiquimula, del departamento de Totonicapán. Consta de la Planificación del problema servicio de agua potable y educación, aportando soluciones por medio de los conocimientos obtenidos durante la formación académica.

En la actualidad, los habitantes del centro del caserío Tasabalquej no cuentan con el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable. Entre las actividades necesarias que se desarrollaron figuran: visita preliminar de campo, levantamiento topográfico, aforo de fuente, análisis de laboratorio de la calidad del agua, etc. Con base a las actividades realizadas se determinó que el sistema de abastecimiento de agua potable funcionará por gravedad. Debido a las características topográficas del lugar, se contempló la construcción de pasos aéreos, así como las obras de arte necesarias para garantizar el funcionamiento del sistema. El sistema de distribución será por medio de ramales abiertos, debido a la separación de las viviendas.

La población infantil, es la más afectada, ya que la comunidad de Chuarax-abaj no cuentan con un centro educativo, y así también otro de los problemas que afectan a las comunidades rurales, es la distancia y el difícil acceso a ellas, y por lo tanto se realizó el diseño de la escuela para el caserío.

También, se elaboró el presupuesto de los proyectos y los planos respectivos; estos se incluyen en el trabajo de graduación.

OBJETIVOS

General:

- Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío Tasablqueij y el diseño de la escuela para el caserío Chuaraxabaj municipio de Santa María Chiquimula, departamento de Totonicapán.

Específicos:

1. Desarrollar una investigación monográfica y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de los caseríos.
2. Capacitar a los miembros del comité pro-mejoramiento del caserío Tasabalqueij, en aspectos de operación, tratamiento y mantenimiento del sistema de agua potable.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo comprende el informe final de los proyectos realizados en la práctica de EPS. (Ejercicio Profesional Supervisado), desarrollado en los caseríos de Tasabalquiej y Chuarax-abaj, municipio de Sanata María Chiquimula departamento de Totonicapán.

Con el método de priorización de problemas y autoridades se concluye que las necesidades más importantes son:

El diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, esto consistente en línea de conducción, red de distribución, tanque de distribución y obras de arte. Por lo que el EPS está orientado a generar apoyo técnico hacia éstas áreas.

Uno de los problemas que afronta el sector del caserío de Chuarax-abaj es la falta de infraestructura que proporcione un buen proceso de enseñanza – aprendizaje, adicional a esta situación, se tiene, también, el crecimiento de la población estudiantil, que fue considerable en estos últimos años.

En virtud de lo descrito, anteriormente, este trabajo esta orientado a plantear una solución a la problemática expuesta, presentando para el efecto, el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable y edificio escolar.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Aspectos monográficos del Paraje Tasabalquiej

1.1.1 Origen

La fundación del caserío se remonta en los primeros años del período colonial y perteneció al corregimiento de Totonicapán. El cronista franciscano Fray Francisco Vázquez relata en su crónica que en 1,575 Chiquimula tenía 100 vecinos indígenas.

1.1.2 Localización

El Paraje Tasabalquiej, pertenece al municipio de Santa María Chiquimula, del departamento de Totonicapán, se localiza a 9 kilómetros al noreste de la cabecera Municipal, la cual está ubicada al norte de Totonicapán.

1.1.3 Límites

Sus colindancias son:

Al Norte: Momostenango

Al Sur: Chuacorral 1

Al Este: El Quiché

Al Oeste: Patzam.

1.1.4 Clima

El Paraje Tasabalquiej, se encuentra a una altura de 2130 metros sobre el nivel del mar, el clima generalmente es templado, las condiciones climatológicas más importantes de la zona son:

Temperatura mínima promedia:	12° C
Temperatura máxima promedia:	18° C
Precipitación media anual:	2000 mm

1.1.5 Población

Según el censo realizado por la asociación CARE y La O.M.P (Oficina Municipal de Planificación), en noviembre 2008, se obtiene la siguiente cantidad de habitantes.

Total de habitantes:	825
Hombres:	450
Mujeres:	375
Total de familias:	102

1.1.6 Vías de acceso

Para llegar al paraje Tasabalquiej, desde la cabecera departamental de Totonicapán, se deben recorrer 50 kilómetros de carretera de asfalto hasta el municipio de Santa María Chiquimula, 9 Kilómetros de carretera de terracería hasta la comunidad.

1.1.7 Actividades económicas

La economía está basada en la agricultura, ya que un 80% de las familias se dedican al cultivo de maíz, frijol y aguacates para autoconsumo; y un 20% se dedica a al comercio (venta de colchas, escobas, cuadros de madera).

1.2 Aspectos monográficos del paraje Chuarax-abaj

1.2.1 Origen

La fundación del caserío se remonta en los primeros años del período colonial y perteneció al corregimiento de Totonicapán.

1.1.2 Localización

El paraje Chuarax-abaj, pertenece a la aldea de Chuachituj, municipio de Santa María Chiquimula, del departamento de Totonicapán, se encuentra a 19 kilómetros al noroeste de la cabecera Municipal, la cual se encuentra ubicada al norte de Totonicapán.

1.1.3 Límites

Sus colindancias son:

Al Norte: Xecaja

Al Sur: Xecococh

Al Este: Chuicaca

Al Oeste: Casa Blanca

1.1.4 Clima

El paraje Chuarax-abaj, se encuentra a una altura de 1,910 metros sobre el nivel del mar, el clima generalmente es templado, las condiciones climatológicas más importantes de la zona son:

Temperatura mínima promedia: 12° C

Temperatura máxima promedia: 18° C

Precipitación media anual: 2000 mm

1.1.5 Población

Según el censo realizado por la asociación Care y La O.M.P. (Oficina Municipal de Planificación), en noviembre de 2008.

La cantidad de habitantes es:

Total de habitantes:	730
Hombres:	366
Mujeres:	364
Total de familias:	92

1.1.8 Vías de acceso

Para llegar a la comunidad de Chuarax-abaj, desde la cabecera departamental de Totonicapán, se deben recorrer 35 kilómetros de carretera de terracería hasta Casa Blanca y 12 kilómetros hasta la comunidad.

1.1.9 Actividades

La economía está basada en la agricultura, ya que un 80% de las familias se dedican al cultivo de maíz, frijol y aguacates para autoconsumo; y un 20% se dedica a al comercio (venta de colchas, escobas, cuadros de madera).

1.2 Investigación diagnóstica de las necesidades de servicios básicos y de infraestructura de los Caseríos Tasabalquej Y de Chuarax-abaj

En la cabecera Municipal de Santa María Chiquimula, los servicios básicos están cubiertos, ya que el 80% de la población del casco urbano cuenta con agua potable, drenajes y luz eléctrica. El problema se marca en las

comunidades del área rural donde las condiciones de vida son denigrantes. Es el caso de las comunidades en estudio, ya que por estar distantes una de la otra padecen de necesidades ya analizadas. El único servicio público con que cuentan el de salón comunal, el cual funciona para cubrir las necesidades de los comunitarios.

La poca facilidad de traslado afecta seriamente a los pobladores, principalmente si estos están enfermos, debido a la localización de los centros de salud y hospitales respecto a las comunidades.

2.SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad para la aldea Tasabalquiej.

2.1.1 Descripción del proyecto.

El proyecto consiste en la introducción de agua potable para el caserío Tasabalquiej Santa María Chiquimula, Totonicapán; beneficiando con esto a 56 familias.

El sistema propuesto está constituido por 13,787 metros de línea de conducción, 7,324 metros de línea de distribución tubería PVC y HG, 1 captaciones, 1 caja rompe presión, 6 cajas de válvulas de aire, 6 cajas de válvulas de limpieza, pasos aéreos, 1 tanque de distribución y conexiones de tipo predial; el sistema será por gravedad.

2.1.2 Información de Campo.

En esta etapa se recopila información técnica, y se designan ciertos parámetros de diseño que servirán para elaboración del proyecto, se evalúa la calidad de cada uno de los componentes que servirán para el diseño final.

2.1.2.1. Fuentes de abastecimiento de agua.

Las fuentes de agua del recurso hídrico para consumo humano existen dos tipos de fuentes de agua: las primeras son las fuentes superficiales, tales como lagos, ríos, agua de lluvia, el otro tipo de fuentes son las fuentes subterráneas. (los pozos y los manantiales de brotes definidos difusos y ladera concentrada).

Para dotar de agua a el caserío Tasabalqueij, se hizo un recorrido donde se ubico la fuente que abastecerá el sistema, siendo estas de tipo brote definido en ladera.

2.1.2.2 Aforo de las fuentes de agua.

El aforo se realizó en época de estiaje. El método utilizado para aforar el nacimiento fue el volumétrico; procediendo a realizar cinco aforos por cada nacimiento y sacando un promedio se logro obtener el caudal, el mismo procedimiento se hizo para cada uno de los siete nacimientos, obteniendo un caudal de aforo total de 0.80 lts/seg.

$$Q = \frac{V}{T} \text{ (l/s)}$$

V = Volumen del recipiente conocido en litros

T = Tiempo de llenado en segundos

Q = El caudal expresado en litros / segundo.

2.1.2.3 Levantamiento topográfico

La topografía para un proyecto de agua potable, define el diseño del sistema, ya que tiene por objeto, medir las extensiones del terreno, determinar la posición y elevación de puntos situados sobre y bajo la superficie del terreno. Dicha topografía se compone de planimetría y nivelación; los cuales se pueden realizar con teodolito y nivel de precisión, respectivamente, si se trata de un levantamiento de primer orden, el cual se emplea cuando la diferencia de alturas entre la fuente y la comunidad, es menor o igual a 10 metros por kilómetro. Si la diferencia de alturas es mayor y la topografía no es muy complicada, se puede desarrollar un levantamiento de segundo orden, empleando únicamente teodolito para la planimetría y nivelación; lo que se conoce como método taquimétrico.

Después de haberse realizado un caminamiento tentativo en una hoja cartográfica, y hecho un recorrido en las comunidades en estudio para conocer las condiciones topográficas del lugar, la dispersión de viviendas, el posible recorrido de la línea de descarga y la línea de distribución; se determinó factible realizar un levantamiento de segundo orden, debido a que la diferencia de alturas entre la fuente y la comunidad lo permite.

Planimetría

Para representar la proyección del terreno de las comunidades sobre un plano horizontal imaginario, se adoptó el método de conservación de azimut; para ello se consideró un norte arbitrario como referencia; realizando mediciones máximas de 110 metros, entre estaciones y para distancias menores de 20 metros se empleo una cinta métrica.

Altimetría

Debido a que las diferencias de nivel entre la comunidad y la fuente respecto al lugar donde se ubicará el tanque de distribución, la nivelación se realizó a través de un método indirecto, como lo es el taquimétrico; el cual permite definir las cotas del terreno a trabajar, tanto en las irregularidades como en los cambios de dirección más importantes, como en los sitios donde posiblemente se construirán obras complementarias.

2.1.2.4 Calidad de agua.

En Guatemala la norma de calidad usada actualmente es la **NORMA COGUANOR NGO 29001**, en la cual se contempla con detalle los análisis que deben realizarse al agua para que califique como agua potable. En esta norma se especifica que al análisis que debe realizarse al agua para que sea potable, es un análisis químico sanitario y el examen bacteriológico.

2.1.2.4.1 Análisis físico químico

El análisis químico sanitario demostró que el agua es potable, y la Norma COGUANOR NGO 29001, indica que estas determinaciones se encuentran dentro de los límites máximos aceptables. Esto indica que el agua es adecuada para el consumo humano como lo demuestra el informe que se muestra en el anexo.

2.1.2.4.2 Análisis bacteriológico.

Conforme el informe que se muestra en el anexo, se concluye que el agua es potable. Este resultado garantiza que el agua no requiere de tratamiento para su consumo más que el de la desinfección a base de pastillas de tricloruro, como lo veremos en la sección 2.1.7.5, y que se usa para evitar cualquier contaminación que exista en los accesorios, elementos estructurales y tuberías del sistema.

2.1.3 Período de diseño.

El período de diseño, es el tiempo durante el cual el sistema debe funcionar en óptimas condiciones, y debe tomarse en cuenta aspectos como la durabilidad de los materiales y equipo utilizado, calidad de la construcción y se debido mantenimiento.

El período de diseño que recomiendan instituciones como (UNEPAR) es de 20 años, esto no significa que dentro de 20 años el sistema deje de funcionar, el sistema sigue funcionando pero con un porcentaje de deficiencia que esta en función del mantenimiento que se le efectúe a dicho sistema, en este caso se adopto un período de diseño de 20 años.

2.1.4 Estimación de población de diseño.

Aunque existen varios métodos para obtener una proyección del crecimiento poblacional, se recomienda utilizar el método geométrico, por considerarse el más aproximado para estimar el crecimiento de poblaciones de

países en vías de desarrollo. Para el efecto se utiliza la población actual que registra el último censo realizado en la comunidad, siempre y cuando éste sea confiable. Para la tasa de crecimiento poblacional puede considerarse la tasa rural Municipal, basada en las estimaciones calculadas por el INE, entre los años 2000– 2006.

En los proyectos estudiados se utilizó la tasa de crecimiento departamental de Totonicapán, la cual es del 3%, ya que en el Instituto Nacional de Estadística, INE, no se cuenta con suficiente información sobre la misma.

Método geométrico

$$Pf = Pa(1 + i)^{(N+n)} \quad \text{Donde: } i = \left(\frac{P2}{P1}\right)^{\left(\frac{1}{t2-t1}\right)}$$

Pf = Población futura

Pa= Población actual

P1= Población inicial

P2= Población final

t1 = Fecha inicial

t2 = Fecha final

i = Tasa de crecimiento

N = Período de diseño

n = Período adicional por planificación, diseño, construcción, etc.

Ejemplo:

Para el proyecto estudiado se tiene la siguiente información:

Datos del Caserío Tasabalquej:

Población inicial de diseño Pa = 392 habitantes

Tasa de crecimiento rural para el departamento de Totonicapán i = 3%

Período de diseño N = 20 años

Período adicional n = 1 años

$$P_f = 392 \text{hab.} (1 + 0.03)^{(20+1)} = 708 \text{ Habitantes.}$$

2.1.5 Criterio de diseño

Son parámetros que determinan un grado de seguridad o que dictamina lo conservador se quiere ser con el cálculo del sistema.

2.1.5.1 Dotación.

La dotación es la cantidad de agua, que se le asigna en un día a una persona, se expresa en litros por habitante por día, (lts/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 son: clima, nivel de vida, actividad productiva y tipo de abastecimiento.

Según las especificaciones de la Unidad Ejecutora de Programas de Acueductos Rurales (UNEPAR), específica que a los servicios de conexión intradomiciliares, con opción a varios grifos por vivienda, se les calcule la dotación entre un parámetro de 60 90 litros, en este caso en particular se considera que el proyecto se realizara en área rural y para clima frío.

Para el proyecto estudiado, previo a determinar la dotación se efectuó una evaluación de consumo diario de algunas familias de las comunidades, dando como resultado la siguiente información:

Preparación de alimentos:	12.00 Gal/día/fam
Lavado de utensilios de cocina:	15.00 Gal/día/fam
Lavado de ropa (70 Gal. 4 veces/semana)	40.00 Gal/día/fam
Aseo personal (44 Gal. 2 veces/semana)	22.00 Gal/día/fam
Otros usos (para el hogar y para animales)	14.00 Gal/día/fam
TOTAL =	103.00 Gal/día/fam

$$\text{Consumo Hab./día} = 103.00 * 3.785 / 6 = 64.97 \text{ l/ Hab/día}$$

Se determinó una dotación de 65 l/hab/día para El Caserío Tasabalquej es una dotación adecuada para el caudal que proporciona el nacimiento.

2.1.5.2 Factores de consumo.

La cantidad de agua que se consume en las comunidades varía tanto durante el día como durante el año. No se consume la misma cantidad de agua en la mañana como en la tarde ni tampoco en los meses de verano como en los de invierno. Es por ello que el diseño de abastecimiento de agua debe estar listo para cubrir esa variación de demandas, y de ahí surgen los conceptos de los factores de variación. Éstos son principalmente:

- Factor de día máximo de 1.2 a 2
- Factor de hora máxima de 1.5. a 4

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 1.2 ya que la población aumentará los 1,000 habitantes mientras se construye la obra.

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 y como la población sobrepasará los 1,000

habitantes cuando se construya el proyecto se usará el factor de 2.0 para mayor certeza.

2.1.6 Determinación del caudales.

Los caudales de diseño son los consumos mínimos de agua requeridos por la población que se va a abastecer en un sistema de agua potable, los caudales utilizados son:

2.1.6.1 Consumo medio diario.

Es el consumo de agua promedio diario que se le proporciona a la población futura, se calcula mediante la fórmula:

$$Q_m = \frac{\text{Poblacion futura} * \text{dotacion}}{86400 \text{ seg.}} \text{ (l/s)}$$

Donde: Q_m = consumo medio diario o caudal medio

$$Q_m = \frac{708 \text{ hab.} * 65 \frac{\text{l}}{\text{hab.}} / \text{dia}}{86400 \text{ seg/dia}} = 0.53 \text{ (l/s)}$$

2.1.6.2 Consumo máximo diario.

Es el máximo consumo en un día, registrado durante un año; utilizado para el diseño de la línea de conducción, se calcula mediante la fórmula:

$$Q_c = Q_m * \text{FDM} \text{ (l/s)}$$

Donde:

Q_c = Caudal máximo diario ó caudal de conducción

Q_m = Consumo medio diario o caudal medio

FDM= Factor día máximo

El caudal de conducción para el Caserío Tasabalquej es el siguiente:

$$Q_c = \frac{0.53 \text{ l}}{\text{seg}} * 1.5 = 0.80 \text{ (l/s)}$$

2.1.6.3 Consumo máximo horario.

Es el máximo consumo en una hora observado en el período de un año; utilizado para el diseño de diámetro de tubería en la red de distribución, se calcula mediante la fórmula:

Ejemplo:

$$Q_c = Q_m * FHM \text{ (l/s)}$$

Donde:

Qd = Caudal máximo horario o caudal de distribución

Qm = Consumo medio diario o caudal medio

FHM= Factor hora máxima

El caudal de distribución para el caserío San Vicente es el siguiente:

$$Q_d = 0.53 \text{ l/seg} * 3 = 1.59 \text{ (l/s)}$$

2.1.6.4 Factor de gasto.

Estos factores son los utilizados para el diseño del diámetro óptimo en la red de distribución, tomando el mayor de ellos para el diseño a través de la fórmula de Hazen Williams.

2.1.6.5 Factor por vivienda.

El caudal por vivienda es la cantidad de agua que consume una familia en un día, se calcula mediante la fórmula siguiente:

$$Q_v = Q_d / \text{No. viviendas}$$

$$Q_v = 1.59 \text{ l/seg} / 56 \text{ viviendas}$$

$$Q_v = 0.028 \text{ l/seg}$$

2.1.6.6 Caudal instantáneo.

También conocido como caudal instantáneo, se calcula mediante la fórmula siguiente:

$$Q_i = 0.15\sqrt{n - 1}$$

Donde: $n = \text{conexiones} = 6\text{viv.}$

$Q_i = \text{Caudal instantáneo (en el nodo a analizar)}$

2.1.7 Diseño de los componentes del sistema.

Son todos los elementos que conforman el sistema, y comprende desde las captaciones, tuberías, hasta las obras hidráulicas.

2.1.7.1 Captación.

Es una estructura realizada con el fin de coleccionar agua de las fuentes, y asegurar, bajo cualquier condición de flujo y durante todo el año, la captación del caudal previsto el tipo de obra que se utilice está en función de las características de la fuente y según el tipo de esta, se pueden clasificar de la siguiente forma:

- Fuente de ladera concentrada: es la captación de una fuente subterránea con afloramiento horizontal del agua enano o varios puntos definidos.

- Fuente de fondo concentrado: es la captación de una fuente subterránea con afloramiento vertical en un punto definido.
- Fuente de fondo difuso: es la captación de una fuente subterránea con afloramientos verticales en una zona extensa.

Las fuentes del proyecto son de tipo brote definido en ladera, por lo que se diseñaron captaciones típicas.

2.1.7.2 Diseño de la línea de conducción.

El cálculo del diámetro óptimo de la línea de conducción, el cual va desde los nacimientos existentes, hasta el tanque de distribución, con una diferencia de nivel de 237.484 metros, el sistema será por gravedad. La conducción se diseñó con tubería de Cloruro de Polivinilo (PVC).

Es la tubería que transporta el caudal máximo diario conocido como el caudal de conducción, desde la captación hasta el tanque de distribución.

Las conducciones pueden ser por gravedad o por bombeo, en este caso se utilizó por gravedad.

Para el diseño del diámetro óptimo de la tubería y se usa la siguiente fórmula:

$$H_f = \frac{(1743.81141 * L * Q^{1.85})}{(C^{1.85} * D^{4.87})}$$

Donde:

H_f = pérdida de carga (m)

L = longitud de tubería (m)

Q = caudal (L / s)

C = rugosidad en la tubería (PVC = 150)

D = diámetro de la tubería (pulg)

Despejando la incógnita “D” de fórmula de Hazen – Williams; se obtiene el diámetro de la tubería a utilizar:

$$D = \left[\frac{(1743.81141 * L * Q^{1.85})}{(C^{1.85} * H_f)} \right]^{\frac{1}{4.87}}$$

En cada tramo se ajustará la pérdida de carga a la altura disponible proporcionada por la topografía.

Ejemplo de cálculo

DE E-0 A E-419

En E-0 se construirá la obra de captación, mientras que en la estación E-419 se construirá el tanque de distribución:

Cota inicial del terreno = 1,013.216

Cota final del terreno = 998.20

Longitud. = 13,757.80*1.04 = 14,308.11 metros

Caudal (Q). = 0.80 lts/seg.

Hf = 15.016

Luego empleando la fórmula de Hazen & Williams y sustituyendo valores, se obtiene el diámetro adecuado para la longitud de tubería indicada en los datos anteriores:

$$D = \left[\frac{(1743.81141 * L * Q^{1.85})}{(C^{1.85} * H_f)} \right]^{\frac{1}{4.87}} = 2.59 \text{ plg}$$

Llevando éste dato a diámetros comerciales se tiene:

- Si la tubería es de 3” entonces Hf = 7.38 metros
- Si la tubería es de 2” entonces Hf = 53.2 metros > H no cumple

Utilizando la fórmula para calcular una tubería con dos diámetros diferentes se tiene:

Longitud para tubería de 2"

$$L2 = 14308.11 * \frac{15 - 7.38}{53.2 - 7.38} = 2379.48 \text{ metros}$$

Para la longitud de la tubería de 3" tenemos:

$$L2 = 14308.11 - 2379 = 11929.11 \text{ metros}$$

Aplicando Hazzen Williams tenemos:

$$1988 \text{ tubos} = 11,929.11 \text{ metros de } 3'' \quad H_f = 6.15 \text{ metros}$$

$$397 \text{ tubos} = 2379.48 \text{ metros de } 2'' \quad H_f = 8.84 \text{ metros}$$

De acuerdo con los resultados, el tramo estará formado por 1988 tubos PVC de 160 P.S.I. equivalentes a 11,929.11 metros y 397 tubos PVC de 160 P.S.I. equivalentes a 2379.48 metros, colocando en el cambio de tubería un reductor de campana de 3" a 2".

2.1.7.3 Diseño de la red de distribución.

El diseño de la red de distribución se efectuar por medio de ramales abiertos, teniendo en cuenta analizarlo por nudos, debido a las grandes distancias que existen entre las viviendas y las condiciones de topografía del lugar. El caudal de diseño para la red será el de consumo de hora máximo o mejor conocido como caudal de distribución.

Del diseño para el caserío Tasabalqueij, se presenta el cálculo para el tramo de tubería entre las estaciones E-F7. y E-B53, que corresponden al ramal 1, cuyo resumen de cálculo se presenta en los apéndices.

Ejemplo de cálculo:

E-F7.	CTo = 989.34
E-B53	CTf = 954.68
Diferencia de cotas	= 34.66
Distancia horizontal L	= 340.11 + 3% = 350.3 mts.
Caudal de distribución	= 1.60
Número total de conexiones	= 56
Número de viviendas entre E-36 y E-36.4	= 6

$$\text{Factor de gasto (FG)} = \frac{Q_d}{\text{num. Viviendas}}$$

$$FG = \frac{1.60}{56} = 0.02857$$

$$\text{Caudal del tramo E-F7 a B-53} = 0.02857 * 6 = 0.17$$

Para determinar el diámetro de la tubería en éste tramo será necesario considerar los siguientes aspectos, el flujo debe ingresar a la tubería domiciliar de la última vivienda con una presión de 15 m.c.a. lo que nos permite tener una pérdida de 19.66 m.c.a., entonces:

$$H_f = 19.66$$

$$Q = 0.17$$

$$L = 350.30 \text{ mts.}$$

$$C = 150$$

Aplicando la fórmula de Hazen & Williams se obtiene:

$$\emptyset = 0.636$$

Al no existir éste diámetro en el mercado, entonces:

$$\emptyset \text{ interior inmediato mayor} = 0.716 \text{ Plg. } (\emptyset \text{ comercial } 1/2")$$

Calculando Hf con Q, L, C y $\varnothing = 0.716''$ se obtiene:

$$H_f = 11.04 \text{ m.c.a.}$$

Verificación de la velocidad:

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

$$V = \frac{1.974 * 0.17}{0.716^2} = 0.65$$

$$0.6 \leq 0.65 \leq 3 \quad \text{ok}$$

Resultados:

$$C_{To} = 989.34$$

$$C_{Tf} = 954.68$$

$$C_{Po} = C_{To} \text{ ya que sale del tanque de distribución}$$

$$C_{Pf} = C_{To} - H_f$$

$$C_{Pf} = 989.34 - 11.04 = 978.30$$

$$\text{Presión hidrodinámica} = C_{Pf} - C_{Tf}$$

$$\text{Presión hidrodinámica} = 978.30 - 954.68 = 23.62 \text{ m.c.a.}$$

Presión hidrostática = $C_{Pf} \text{ E-419} - C_{Tf}$ (en este caso la cota es la del tanque de distribución entonces $C_{Pf} \text{ E-419}$)

$$\text{Presión hidrostática} = 998.20 - 954.68 = 43.52 \text{ m.c.a.}$$

2.1.7.4 Tanque de distribución.

El objetivo del tanque de almacenamiento, es compensar las horas de mayor demanda y según UNEPAR el volumen se encuentra entre 25 y 40% del consumo máximo diario en sistemas por gravedad.

Para efecto del diseño se asume un 35% del consumo máximo diario, para tal efecto se utiliza la fórmula siguiente:

Cálculo de volumen

En este caso se tomará un 10% por eventualidades entonces el porcentaje a utilizar será de 45%.

$$\text{Vol} = 45\% * Q_m * 86400 \text{ seg.}$$

$$\text{Vol} = 45\% * \frac{\text{Dot} * P_f}{86400 \text{ seg/dia}} * 86400 \text{ seg.}$$

$$\text{Vol} = 45\% * \frac{65\text{l/hab/dia} * 708 \text{ hab}}{86400 \text{ seg/dia}} * 86400 \text{ seg.}$$

$$\text{Vol.} = 20.26 \text{ m}^3$$

Para efectos de diseño, el volumen del tanque será de 20 m³ y conforme la geología del terreno, se construirá de concreto cíclope con especificaciones en el plano constructivo.

Datos utilizados para el diseño

F_c = resistencia a la compresión del concreto (210 Kg/cm²)

F_y = esfuerzo de fluencia del acero grado 40 (2810 Kg/cm²)

Γ_c = peso específico del concreto (2400 Kg/m³)

Γ_s = peso específico del suelo (1.30 ton/m³)

V_s = valor soporte del suelo (20 ton/m²)

Γ_a = peso específico del agua (1 ton/m³)

Φ = coeficiente de rozamiento (18.7 °)

Dimensiones del tanque

Capacidad del tanque = 20.26 m³

Para comenzar se asume una altura del nivel de agua de 1.70 mts

Entonces:

$$\frac{20.26}{1.70} = 11.92 \text{ mts}$$

$$\sqrt{11.92} = 3.45 \text{ mts} \cong 3.50 \text{ mts}$$

Las dimensiones del tanque serán; (3.50m*3.50m*1.70m) = **20.83 m³**

Diseño estructural de la cubierta. La estructura de cubierta se diseñará, con una losa de concreto reforzada y con las siguientes dimensiones que se mostrarán a continuación.

Dimensiones de la losa. Las dimensiones de la losa se muestran a continuación:

Longitud = 4.10 m

Ancho = 4.10 m

Haciendo uso del código ACI (American Concrete Institute) y el método 3 que dice:

Coefficiente de momentos

- Cálculo del coeficiente de momentos (m) a usar en el código ACI, que es la relación entre el lado menor y lado mayor.

$$m = \frac{a}{b} = \frac{4.0}{4.0} = 1$$

Espesor de la losa

- Cálculo del espesor de la losa (t)

$$t = \frac{\text{perimetro}}{180}$$

$$t = 2 * \frac{4.0 + 4.0}{180} = 0.08991 \text{ mts} \approx 0.10 \text{ mts}$$

$$t = 10 \text{ cm}$$

Integración de cargas

- Cálculo de carga

Carga muerta

Es el peso propio de toda la estructura.

$$CM = PpLosa + \text{sobre peso}$$

$$PpLosa = 2,400 \text{ Kg/m}^3 * t * 1.00 \text{ m}$$

$$PpLosa = 2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.10 \text{ m} * 1.00 \text{ m}$$

$$PpLosa = 240 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Sobre peso} = 60 \text{ Kg/m (acabados)}$$

$$CM = 240 \text{ Kg/m} + 60 \text{ Kg/m} = 300 \text{ Kg/m}$$

$$\mathbf{CM = 300 Kg/m}$$

Carga viva. Son las fuerzas externas que actúan en la estructura.

$$\mathbf{CV = 100 Kg/m}$$

Cargas últimas. Es la sumatoria de cargas vivas y muertas afectadas por un factor de seguridad. El factor para carga muerta es un 40% más, y para la carga viva un 70%.

$$CM_u = 300 \text{ Kg/m} * 1.40 = 420 \text{ Kg/m}$$

$$CV_u = 100 \text{ Kg/m} * 1.70 = 170 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM_u + CV_u$$

$$CU = 420 \text{ Kg/m} + 170 \text{ Kg/m}$$

$$\mathbf{CU = 590 Kg/m}$$

Momentos que actúan en la losa. Los momentos pueden ser positivos o negativos, conforme se aplique la integración de la carga en la losa y de acuerdo a la posición de giro. En este caso los momentos analizados tanto del lado A como del lado B serán los mismos debido a que las dimensiones de ambos lados son iguales.

$$M(+)\text{A} = A^2 * (\text{CaCM} * \text{CMu} + \text{CaCv} * \text{CVu})$$

$$M(+)\text{A} = (4.0)^2 * ((0.036 * 420\text{kg/m}) + (0.036 * 170\text{kg/m}))$$

$$\mathbf{M(+)\text{A} = 339.84 \text{ Kg-m}}$$

$$M(-)\text{A} = 339.84 \text{ Kg-m} / 3$$

$$\mathbf{M(-)\text{A} = 113.28 \text{ Kg-m}}$$

$$M(+)\text{B} = B^2 * (\text{CbCM} * \text{CMu} + \text{CbCv} * \text{CVu})$$

$$M(+)\text{B} = = \mathbf{339.84 \text{ Kg-m}}$$

$$M(-)\text{B} = 339.84 \text{ Kg-m} / 3$$

$$\mathbf{M(-)\text{B} = 113.28 \text{ Kg-m}}$$

Acero mínimo y espaciamiento

Cálculo de acero mínimo (Asmín):

$$\text{Asmín.} = 40\% \left(\frac{14.1}{F_y} \right) * b * d$$

Donde: b = 1.00 Franja unitaria

 d = t – recubrimiento

 d = 10 cm – 2.5 cm

 d = 7.5 cm

$$\text{Asmín.} = 0.40 \left(\frac{14.1}{2810 \text{ kg/cm}^2} \right) * 100 * 7.5 \text{ cm}$$

$$\mathbf{\text{As.mín} = 1.504 \text{ cm}^2}$$

Cálculo del espaciamiento:

Proponemos varilla **No3 grado 40**

$$1.504 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S$$

$$S = 0.71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm} / 1.5041 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{S = 47.20 \text{ cm}}$$

pero $S_{\text{máx.}} = 3 * t$

$$S_{\text{máx}} = 3 * 10 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

Cálculo de la nueva área de acero mínimo con un espaciamiento máximo:

$$A_{\text{smín}} \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 30$$

$$A_{\text{smín.}} = \frac{100 * 0.71}{30} = 2.36 \text{ cm}^2$$

Cálculo del momento que resiste el área de acero mínimo.

$$\text{Momento } A_{\text{smín}} = (\Phi * A_{\text{s mín}} * F_y) [A_{\text{s mín}} * F_y] / 1.7 * F'c * b]$$

$$\text{Momento } A_{\text{smín}} = (0.9 * 2.36 * 2810) \left(7.5 - \frac{[2.36 * 2810]}{1.7 * 210 * 100} \right) = 68503.6 \text{ kg} - \text{cm}$$

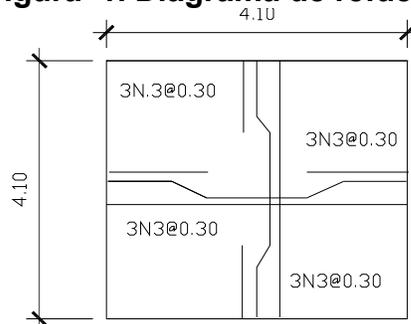
$$\mathbf{\text{Momento } A_{\text{s mín}} = 685.036 \text{ Kg-m}}$$

Se puede observar que el momento que resiste el área de acero mínimo, es mayor que los momentos que actúan sobre la losa, por lo tanto se propone el siguiente armado: usamos varillas **No 3 G40 @ 0.30 mts.**

Detalle de refuerzo

Detalle de refuerzo para la losa se presenta a continuación:

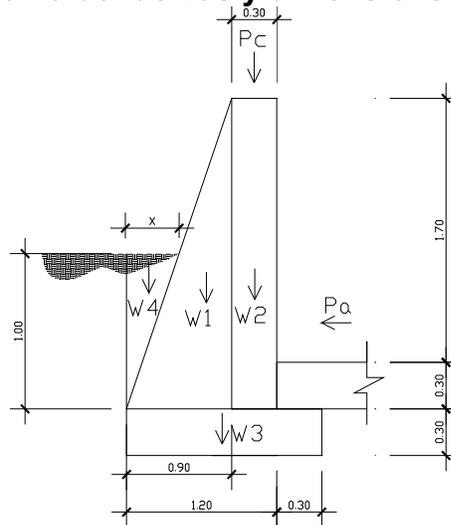
Figura 1. Diagrama de refuerzo



Diseño estructural del muro. Por las características geográficas del terreno se diseñará muros de gravedad, para la construcción del tanque de almacenamiento.

Diagrama de fuerzas y dimensiones del muro. Para una mejor visualización se presenta un corte transversal del muro:

Figura 2. Diagrama de fuerzas y dimensiones del muro



Donde:

$\rho_{\text{agua}} = 1,000 \text{ Kg/m}^3$ (Peso específico del agua)

$C_f = 0.60$ (Coeficiente de fricción)

$$\text{Base} = C_f * H$$

$$\text{Base} = 0.60 * 2.00 \text{ m}$$

$$\text{Base} = 1.20 \text{ m}$$

$$\Gamma_c = \text{peso específico del concreto (2400 Kg/m}^3\text{)}$$

$$\Gamma_s = \text{peso específico del suelo (1.30 ton/m}^3\text{)}$$

$$V_s = \text{valor soporte del suelo (20 ton/m}^2\text{)}$$

$$\Gamma_a = \text{peso específico del agua (1 ton/m}^3\text{)}$$

$$\Phi = \text{coeficiente de rozamiento (18.7}^\circ\text{)}$$

$$\Gamma_{cc} = \text{peso específico del concreto ciclópeo (2300 Kg/m}^3\text{)}$$

Integración de cargas que soportan los muros

A continuación se presenta una tabla con los datos de la integración de las cargas:

Para encontrar la distancia X que forma la figura 2, se realiza por semejanza de triángulos, procediendo de la siguiente forma:

$$\frac{x}{1\text{m}} = \frac{0.90\text{mt}}{2.00\text{mt}}$$

Donde $X = 0.45 \text{ mt.}$

Tabla I. Cálculo de momentos que soportan los muros

Fig.	$W_r(\text{Kg}) = R_o \cdot \text{muro}(\text{Kg/m}^3) \cdot A(\text{m})$	Brazo (m)	$M_r(\text{Kg-m})$
1	$2,300 * 0.5 * 0.90 * 2.00 = 2,070$	$(0.3+0.3)+1/3*0.9 = 0.9$	1,863.00
2	$2,300 * 0.30 * 2.00 = 1,380$	$(0.3)+(0.3/2) = 0.45$	621.00
3	$2,300 * 1.50 * 0.30 = 1,035$	$1.50/2 = 0.75$	776.25
4	$1,300 * 0.50 * 0.45 * 1.00 = 292.50$	$(0.60)+2/3*0.45 = 0.90$	263.25
	$\sum W_r = 4,777.50 \text{ Kg}$		$\sum M_r = 3,523.50 \text{ Kg-m}$

Cargas de la losa y de la solera hacia el muro. Carga uniformemente distribuida que ejerce la solera del lado menor sobre el muro.

$$l_{\text{losa}} = c_u * A/L$$

$$W_{\text{losa}} = 590 \text{ kg} * 4.00\text{m}^2 / 4\text{m}$$

$$W_{losa} = 590 \text{ Kg/m}$$

Carga uniforme distribuida que ejerce la solera sobre el muro

$$W_{solera} = \Gamma_c * b * h$$

$$W_{solera} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.20 * 0.20 \text{ m}$$

$$W_{solera} = 96 \text{ Kg/m}$$

Suma de cargas uniformemente distribuidas (W_{lv})

$$W_{solera} = W_{losa} + W_{solera}$$

$$W_{solera} = 590 \text{ kg/m} + 96 \text{ kg/m}$$

$$W_{lv} = 686.00 \text{ Kg/m}$$

Considerando la carga uniformemente distribuida como una carga puntual sobre una franja unitaria (P_c).

$$P_c = 686.00 \text{ Kg/m} * 1 \text{ m}$$

$$P_c = 686.00 \text{ Kg}$$

Momento que ejerce la carga puntual P_c (M_c)

$$M_c = 686.00 \text{ kg} * ((0.5 * 0.3 \text{ m}) + 0.30 \text{ m})$$

$$M_c = 308.70 \text{ Kg-m}$$

Carga total (W_t)

$$W_t = 4,777.50 \text{ Kg} + 308.70 \text{ Kg}$$

$$W_t = 5,086.20 \text{ Kg}$$

Presión activa

$$P_a = \Gamma_s * \frac{1}{3} * \frac{H^2}{2}$$

$$P_a = 1300 \text{ kg/m}^3 * \frac{1}{3} * (1.60)^2 / 2$$

$$\mathbf{Pa = 564.67 \text{ Kg}}$$

Chequeo del muro contra volteo

$$Mv = Pa * \frac{H}{3}$$

$$Mv = 564.67\text{kg} * (1/3 * 1\text{m} + 0.60\text{m})$$

$$\mathbf{Mv = 527.02 \text{ Kg-m}}$$

Verificación contra volteo:

$$FS = \frac{Mr}{Mv}$$

$$FS = 3523.50\text{kg} - \text{m} / 527.02 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\mathbf{FS = 6.68}$$

6.68 > 1.5 verifica contra volteo

Chequeo del muro contra deslizamiento

$$Ff = Wt * \text{coeficiente de fricción}$$

$$Ff = 4777.50 \text{ kg} * 0.60$$

$$\mathbf{Ff = 2,866.50 \text{ Kg}}$$

$$\mathbf{FS} = \frac{Ff}{Pa}$$

$$Fs = 2866.50 \text{ gk} / 564.67 \text{ kg}$$

$$Fs = 5.07$$

5.07 > 1.5 verifica contra deslizamiento.

Chequeo de presiones

$$\mathbf{X} = \frac{Mr - Mv}{Wt}$$

$$X = \frac{3523.50\text{kg-m} - 527.02 \text{ kg-m}}{5.086.20 \text{ kg}}$$

$$X = 0.589\text{m}$$

$$e = \left(\frac{B}{2}\right) - X$$

$$e = \left(\frac{1.50\text{m}}{2}\right) - 0.589\text{m} \quad \mathbf{e = 0.16 m}$$

Cálculo de presión sobre el suelo

$$P = \left(\frac{W_t}{A}\right) * \left(1 + 6 * \left(\frac{e}{b}\right)\right)$$

$$P = \left(\frac{5086.20\text{kg}}{1.53\text{m} * 1\text{m}}\right) * \left(1 + 6 * \left(\frac{0.16}{1.5}\right)\right)$$

$$\mathbf{P_{\max} = 5,572.58 \text{ Kg/m}^2 < V_s}$$

$$\mathbf{P_{\min} = 1,209.01 \text{ Kg/m}^2 > 0}$$

Como $5,572.58 \text{ Kg/m}^2 < 21,000 \text{ Kg/m}^2$ el suelo resiste la presión del muro.

Habiendo revisado todos los aspectos de seguridad para el muro y cumpliendo con los factores de seguridad, se concluye que las dimensiones que adoptaron el muro por gravedad son adecuadas.

2.1.7.5 Desinfección.

La desinfección es el proceso de destrucción de microorganismos presentes en el agua mediante la aplicación directa de medios físicos o químicos.

La filtración es un método físico, aunque por sí sólo no garantiza la calidad del agua.

Por ebullición es otro método que por alta temperatura destruye microorganismos patógenos en el agua. Rayos ultra violeta es un método de muy alto costo.

Los métodos químicos más empleados para desinfección son: el yodo, la plata y cloro.

El cloro es un poderoso desinfectante que tiene la capacidad de penetrar en las células y de combinarse con las sustancias celulares vivas y es el más común en sistemas de acueductos rurales.

Cloración. Tratamiento que se le da al agua utilizando el cloro o alguno de sus derivados (hipocloritos de calcio o sodio y gas cloro). Este método es de fácil aplicación y económico.

Tabletas de tricloro. Son pastillas o tabletas de cloro, con una solución al 90% y un 10% de estabilizador, el peso de la tableta es de 200 gr. y la velocidad a la que se disuelve en agua en reposo es de 15 gr. en 24 horas.

Alimentador automático de tricloro. Es un recipiente en forma de termo que alberga tabletas, que se disuelven mediante el paso del agua en el mismo; estos alimentadores vienen en diferentes capacidades de tabletas, las que depende del caudal requerido.

De los derivados de cloro se eligió las tabletas a través del alimentador automático, por económico en cuanto a su costo y operación.

Para determinar la cantidad de tabletas para clorar el agua del proyecto se hace mediante la fórmula siguiente:

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

Donde:

G = Gramos de tricloro

C = Miligramos por litro

M = Litros de agua a tratarse por día

D = Número de días que durará

%C = Concentración de cloro

Para el diseño de este proyecto se determina la cantidad de tabletas de tricloro que se necesita para clorar el agua, para un período de 15 días.

$$G = \frac{0.001 * 69120 * 15}{0.90}$$

$$G = 1152.00 \text{ gr.}$$

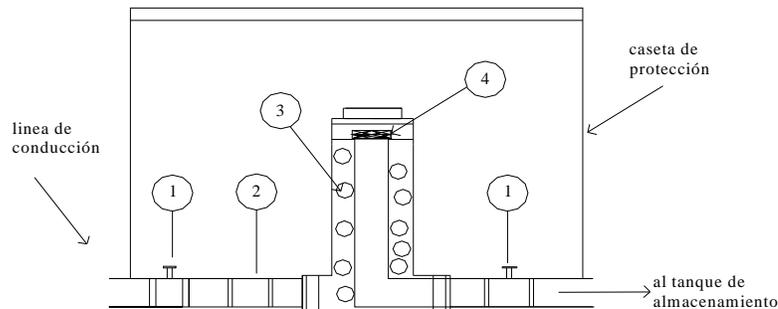
Esto significa, que se necesitan 1152 gramos de tricloro, el equivalente a 6 tabletas, se requiere de un alimentador automático modelo C-250CF, con capacidad para 6 tabletas máximo.

Instalación del alimentador automático de tricloro.

La instalación de este sistema de cloración debe hacerse en función del diámetro de la tubería de conducción así; para diámetros mayores de 2 pulgadas el alimentador debe colocarse en paralelo con la línea de conducción; en tanto que se el diámetro de la tubería de conducción es igual o menor a 2 pulgadas el alimentador debe colocarse en serie con ésta.

Con base a lo anterior, la instalación del hipoclorador se hará en paralelo con la tubería de conducción, tal como se muestra en la figura No. 3, entre la caja de válvula de entrada y el tanque de distribución; este sistema permite que en forma directa se inyecte la solución a la tubería, con esto se logra una mezcla más homogénea en menor tiempo, en el tanque de distribución.

Figura 3. Instalación del alimentador automático de tricloro



Descripción de los componentes del alimentador automático tricloro:

1. Válvula de paso
2. Válvula de cheque
3. Ubicación de las pastillas de tricloro, estas se disuelven por erosión y disolución normal causada por agua
4. Filtro para solución

2.1.7.6 Obras hidráulicas.

Son obras accesorias que sirven para complementar el paso de la tubería y cumplen distintas funciones. Son llamadas también obras de arte por el trabajo que llevan en su elaboración.

2.1.7.6.1 Válvulas.

Son elementos que complementan el sistema de agua potable y su función primordial es reducir parcialmente o totalmente el flujo de agua que se transporta en determinada sección de tubería evitando la circulación de agua, ya sea para hacer reparaciones en el sistema o cualquier otra eventualidad en este caso se instalaran válvulas de limpieza, válvulas de aire y válvulas de control.

2.1.7.6.2 Caja rompe-presión.

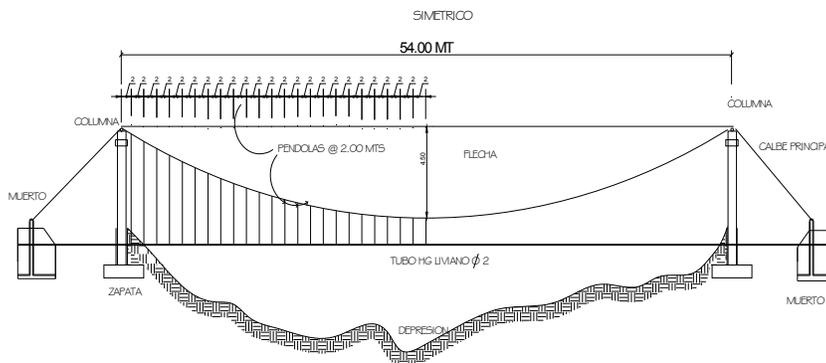
Este accesorio sirve para que la presión estática en un punto específico del tramo de conducción o distribución, se pueda volver a un valor de cero. Esto se hace con la finalidad de no utilizar tubería de mayor resistencia (en línea de conducción), y así poder optimizar costos, como también para mantener los parámetros de presión máximo y mínimo en la red de distribución, con el fin de no dañar los accesorios en las viviendas.

En este caso se ubico una caja en la estación E-425 de la línea de distribución (estas caja incluyen flote).

2.1.7.6.3 Paso aéreo

Los pasos elevados son utilizados principalmente para poder pasar la tubería sobre accidentes geográficos especiales (barrancos, ríos, etc.). En este caso se utilizan para pasar sobre depresiones fuertes de terreno y ríos, los cuales son elaborados mediante anclajes y cables. Sus localizaciones son en las estaciones: E-15, E-119, E-122, E-214, E-429. Siendo la más compleja la ubicada en la estación E-1 por tener una distancia a salvar de 54 metros, el cual se diseño de la siguiente manera:

Figura 4. Paso aéreo.



Datos:

Longitud = 54 mts \approx 177 pies

Diámetro de tubería = 2"

Peso de la tubería = 3.68 lb/pie

Peso del agua = 62.40 lb/pie³

Area del tubo 2" = 0.026 pie²

Carga muerta

Wtubo = 3.68lb/pie + 50%accesorios

Wtubo = 3.68lb/pie + 50%(3.68lb/pie) = Wtubo = 5.50 lb/pie

$$Wagua = \frac{\pi \left(\frac{2}{12} \right)^2}{4} \text{ pie} * 62.4 \text{ lb} / \text{pie}^3 = Wagua = 1.36 \text{ lb/pie}$$

Carga total

Wcm = Wtubo + Wagua

Wcm = 5.50 + 1.36 = **6.86 lb/pie**

Carga viva

Consideramos una persona de 150 lb a cada 20 pies

$$Wcv = \frac{150 \text{ lb}}{20 \text{ pie}} = 8.00 \text{ lb} / \text{pie}$$

Wcv = 8.00 lb/pie

Carga horizontal

Consideramos la velocidad del viento = 60 km/hr y una presión de viento de 15 lb/ pie³.

$$W = 2" * (1/12)" * 15 \text{ lb} / \text{pie}^3 = 2.50 \text{ lb/pie}$$

W = 2.50 lb/pie

Integración de cargas(U)

$$U = 0.75[1.4CM + 1.7CV + 1.7CH]$$

$$U = 0.75[1.4(6.86\text{lb/pie}) + 1.7(8\text{lb/pie}) + 1.7(2.50\text{lb/pie})]$$

$$U = 20.59 \text{ lb/pie}$$

La condición de carga crítica es de 20.59 lb/pie, por lo que se procede a diseñar el cable principal con este valor de la siguiente manera:

Diseño del cable principal

$$H = \frac{WS^2}{8*d} \quad ; \quad T = H \sqrt{\left(1 + \frac{16d^2}{S^2}\right)} \quad ; \quad V = \sqrt{T^2 - H^2}$$

Donde: H = tensión horizontal del cable
T = tensión máxima del cable
V= tensión vertical
W = peso de la carga última (20.59 lb/pie)
S = longitud del paso aéreo en pies (177pies)
d = flecha máxima en pies.

El Dr. D.B. Steinman recomienda una relación económica de flecha y luz de S/9 llegando hasta S/12 para luces grandes, en este caso no se adoptará este criterio porque dan columnas muy altas, y siendo la columna un elemento que sirve para cambiarle la dirección a la fuerza de tensión del cable principal.

Para determinar la flecha se adopto el criterio de una relación de flecha y luz de S/24 los resultados se presentan a continuación.

Tabla II. Determinación de esfuerzos a tensión en cable principal

W	S	D	d	H	T	V
Lb/pie	Pies	Mt.	Pies	lb	lb	lb
20,59	177,12	0,75	2,46	32.822,90	32.873,52	1.823,49
20,59	177,12	1	3,28	24.617,18	24.684,62	1.823,49
20,59	177,12	1,25	4,1	19.693,74	19.777,98	1.823,49
20,59	177,12	1,5	4,92	16.411,45	16.512,45	1.823,49

De la tabla anterior se seleccionó la flecha de 1.50mts, con lo cual obtenemos una tensión máxima de 16,512.45 lb.

Cálculo de tensión horizontal (H)

$$H = \frac{WS^2}{8 * d}$$

$$H = \frac{(20.59lb / pie)(177.12 pies)^2}{8 * 4.92 pie} = 16,411.45lb$$

H = 16,411.45 lb

Cálculo de tensión máxima del cable (T)

$$T = H \sqrt{\left(1 + \frac{16d^2}{S^2}\right)}$$

$$T = 5,470.48lb \sqrt{\left(1 + \frac{16(14.76)^2}{(177.12)^2}\right)} = 16,512.45lb$$

T = 16.512,45 lb

Cálculo de tensión vertical (V)

$$V = \sqrt{T^2 - H^2} = \sqrt{(16,512.45lb)^2 - (16,411.45lb)^2} = 1,823.49lb$$

V = 1,823.49 lb

En función a estos resultados se concluye que se usara cable 6*9 hilos con alma de acero, $\phi \frac{3}{4}$ con un esfuerzo a la ruptura de 58,000 lb y un peso aproximado de 0.60 lb/pie.

Integrando el peso propio del cable

$$C_m = 6.86 \text{ lb/pie} + 1.90 \text{ lb/pie} = 8.76 \text{ lb/pie}$$

$$\mathbf{C_m = 8.76/pie}$$

Integración de cargas(U)

$$U = 0.75[1.4CM + 1.7CV + 1.7CH]$$

$$U = 0.75[1.4(8.76 \text{ lb/pie}) + 1.7(8 \text{ lb/pie}) + 1.7(2.50 \text{ lb/pie})]$$

$$\mathbf{U = 22.59 lb/pie}$$

Valores corregido de la tensión

Para encontrar estos valores se utilizaron las fórmulas anteriores y los resultados fueron:

$$\mathbf{H = 18.001,55lb}$$

$$\mathbf{T = 18,112.33 lb}$$

$$\mathbf{V = 2.000,17lb}$$

Longitud del cable principal

$$L = S + \frac{8d^2}{3*S} = 54m + \frac{8(1.50m)^2}{3*(54)} = 54.11m \approx 54.11 \text{ mts.}$$

El Dr. DB. Steinman recomienda un relación S/4 como longitud o separación entre el eje de la columna y del tensor ubicado en eje central del muerto. En este caso utilizaremos la relación S/20 debido al poco espacio con el que se cuenta, y se calculara de la siguiente forma:

$$SI = 54/20 = 2.70 \text{ mts.}$$

$$L1 = \sqrt{(2.70)^2 + (1.50)^2} = 3.08\text{mts} \approx 3.08\text{mts}$$

Longitud total del cable

$$Lt = (L + SI + L1 = (54.11 + (2 * 3.08) + 2.70) = 62.97 \text{ mts} \approx 63.00 \text{ mts.}$$

Lt = 63.00 mts.

Péndolas o tirantes

Son los tirantes que sostienen la tubería, van unidos al cable principal. La separación óptima entre péndolas es de 2 metros, según D.r. D.B Steinman. El tirante central debe tener como mínimo 50 cms.

La carga de tensión que soporta viene dada por la siguiente fórmula:

$$Q = U * L$$

Donde: Q = carga última

L =separación entre péndolas (usamos la máxima 2 mts)

$$Q = 22.59\text{lb/pie} * 6.56\text{pie} = 148.19 \text{ lbs}$$

Q = 148.00 lbs

Utilizamos cable galvanizado de ¼" de diámetro de 6x19 hilos, tiene una resistencia a la ruptura de 3,600 lb, para péndolas.

Para calcular la longitud de péndolas se utiliza la ecuación de de la sección 3 del Wire Rope Hand Book expresada de la forma siguiente:

$$Y = \frac{WX(S - X)}{2H}$$

Donde: Y = la variación de la flecha

X = es variable (se ubican como máximo a cada 2.00 mts)

W = peso de la carga última (13.82 lbs/pie)

H = tensión Horizontal (88,534.37lbs)

S = longitud total del claro a salvar (54 mts)

Log.Péndola = longitud de la péndola (4.00 mts –Y)

Como ejemplo se calcula la longitud del cable de suspensión de cuatro péndolas, pues debido la longitud del claro tendríamos que realizarlo por simetría hasta alcanzar los 125mts, siguiendo el mismo proceso.

Tabla III. Determinación de esfuerzos a tensión en cable principal

Péndolas	x (m)	s-x (m)	w/2H (m)	Yn (m)	long. Pénd. (m)	No. De pénd.	long. Pénd. X No. Pend.
1	2	52	0,0019	0,1946	1,805	2	3,611
2	4	50	0,0019	0,3742	1,626	2	3,252
3	6	48	0,0019	0,5388	1,461	2	2,922
4	8	46	0,0019	0,6885	1,311	2	2,623
5	10	44	0,0019	0,8232	1,177	2	2,354
6	12	42	0,0019	0,9430	1,057	2	2,114
7	14	40	0,0019	1,0477	0,952	2	1,905
8	16	38	0,0019	1,1375	0,862	2	1,725
9	18	36	0,0019	1,2124	0,788	2	1,575
10	20	34	0,0019	1,2722	0,728	2	1,456
11	22	32	0,0019	1,3171	0,683	2	1,366
12	24	30	0,0019	1,3471	0,653	2	1,306
13	26	28	0,0019	1,3621	0,638	2	1,276
						suma	27,483

Longitud total de las péndolas será de 27.483.

Se incrementara en 15% a la longitud, debido a que a las péndolas van sujetadas por medio de abrazaderas.

Longitud total= (27.483*15%)+27.483=31.60 m=104 pies de cable de ¼”

Diseño de columnas.

Sirven básicamente para cambiarle el sentido a la tensión del cable principal, en dirección del momento o anclaje. Los materiales empleados para su construcción serán de concreto reforzado.

En cuando a sus dimensiones tendrá una altura de 2 mts, con una sección de 0.25 x 0.25 mts. Estos elementos se empotrarán sobre zapatas de 0.60 metros por lado.

Datos de diseño:

$F'c$ = resistencia a la compresión del concreto (210 Kg/cm²)

Fy = esfuerzo de fluencia del acero grado 40 (2810 Kg/cm²)

E = modulo de elasticidad del concreto $15,100\sqrt{f'c}$

Γ_c = peso específico del concreto (2810 Kg/m³)

Γ_s = peso específico del suelo (1.50 ton/m³)

Vs = valor soporte del suelo (20 ton/m²)

Γ_{cc} = peso específico del concreto ciclópeo (2.3 ton/m³)

Longitud de columna = 2 mts.

Esbeltez. La esbeltez en una columna esta en función de la luz libre(Lu) y su dimensión transversal, llamada radio de giro (L/A) que están en función de la inercia y del área, por lo tanto un parámetro que determina la esbeltez de una columna es (L/r), sin embargo esta relación es valida si L es igual a la distancia de dos puntos de inflexión, que en caso general no será igual a la luz libre, por lo que se considera una longitud efectiva (Le) = KLu, que es proporcional a la luz libre en donde K es un factor que depende de:

- El tipo de apoyo que tiene la columna, que no será simplemente apoyada ni un empotramiento perfecto, para el caso general.
- Si la columna tiene posibilidades de ladeo, es decir una columna no contra venteadada, por el contrario la columna puede tener elementos que le impidan el ladeo, siendo este caso una columna contra venteadada o contra desplazamiento lateral.

Por lo descrito anteriormente se clasifican como columna esbelta, cuando la relación de esbeltez se encuentra en el siguiente intervalo.

$$22 < KLu < 100$$

Cálculo del momento de inercia

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.25 * (0.25)^3}{12} = 0.000325m^3$$

$$I = 0.000325m^3$$

Cálculo de radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{(0.000325m^3)}{(0.25m)^2}} = 0.072$$

$$r = 0.072$$

Chequeo de esbeltez

$$Esbtez = \frac{K * Lu}{r} = \frac{2 * 1.50}{0.072} = 41.57$$

$$Esbtez = 41.57 \quad 22 < KLu < 100$$

Como se encuentra comprendida en el parámetro indicado, se clasifica como una columna intermedia.

La carga crítica de una columna es la máxima que se le puede aplicar a una columna sin que esta sufra pandeo, dicha carga va a depender de los tipos de empotramiento a los cuales se haya colocado la columna y esta regida por la ecuación de Euler de la siguiente forma (n= 2) por considerarse como una columna empotrada y articulada.

$$P_{cr} = \frac{n * E * I * \pi^2}{(K * Lu)^2} = P_{cr} = \frac{2 * E * I * \pi^2}{(K * Lu)^2}$$

$$P_{cr} = \frac{2 * 15,100 \sqrt{210 \text{kg} / \text{cm}^2} * 32,500.00 \text{cm}^4 * \pi^2}{(2 * 150 \text{cm})^2} = 158,036.51 \text{kg}$$

$$P_{cr} = 158,036.51 \text{Kg} \approx 158 \text{ ton}$$

En este caso la columna solo esta trabajando a compresión baja una fuerza axial sumamente pequeña compuesta por la tensión vertical que ejerce el cable $V = 2,000.00 \text{ lb} \approx 0.90 \text{ ton}$.

Con esta comparación de cargas actuantes se procede a calcular el refuerzo de la columna como lo recomienda la sección 10.8.4 del reglamento de American Concrete Institute (A.C.I), dice que cuando un elemento sujeto a compresión tiene una sección transversal mayor a la requerida por las condiciones de carga, con el fin de determinar el refuerzo mínimo, se utiliza un área efectiva A_g no menor de un medio del área total.

$$A_{smin} = 0.01 * (625 \text{cm}^2) = 6.25 \text{ cm}^2$$

Proponemos 4 varillas No5 y tenemos un resultado de 7.92 cm^2 , que se encuentra dentro del rango de las especificaciones.

Carga axial que soporta la columna.

$$P_u = \phi[(0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + (A_s * f_y)]$$

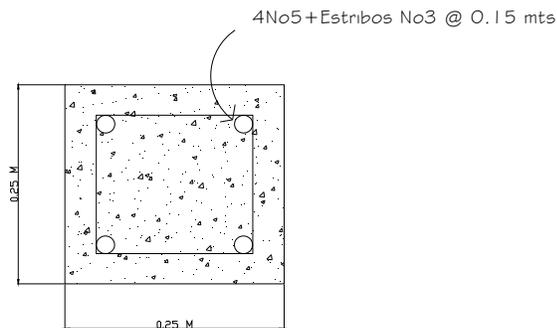
$$P_u = 0.70[(0.85 * 210 * (625 - 7.92) + (7.92 * 2810)]$$

$$P_u = 92,682.78 \text{ Kg} \approx 92.68 \text{ ton.}$$

Valor que es mayor a la carga axial actuante (0.90 ton).

Se reforzará transversalmente con acero No. 3 @ 0.15 m, debido a que no estará sometida a ningún tipo de esfuerzo flexionante considerable.

Figura 5. Armado de columna



ARMADO DE COLUMNA

SIN ESCALA

Diseño de zapata.

Debido a la carga que soporta la zapata no es muy grande, se adoptara el peralte mínimo recomendado por el ACI.

- Peralte mínimo arriba del refuerzo inferior = 15cm
- Recubrimiento mínimo del refuerzo = 7.5cm

La suma de lo anterior = 22.5cm, se adopta 25cm de peralte.

Factor de carga última

Este factor multiplica a la carga que actúa bajo la zapata, para obtener finalmente la carga última (W_u) y se calcula de la siguiente manera:

$$F.C.U. = \frac{U}{C.M + C.V} = \frac{20.59}{6.86 + 8} = 1.38$$

Carga que soporta la zapata $V/2 = 2 \text{ ton}/2 = 1 \text{ ton}$

Componente vertical de la tensión del cable $V/2 = 2 \text{ ton}/2 = 1.00 \text{ ton}$

Peso de la columna $\Gamma_c * A_{col} * h = 2.4 \text{ ton}/\text{m}^2 * 2 \text{ m} * 0.0625 \text{ m}^2 = 0.30 \text{ ton}$

Peso del suelo $\Gamma_s * \text{despl.} * A_{zapt.} = 1.3 \text{ ton}/\text{m}^2 * 1.0 \text{ m} * 0.36 \text{ m}^2 = 0.47 \text{ ton}$

Peso prop. de la zapata $\Gamma_c * t * A_{zapt} = 2.4 \text{ ton}/\text{m}^3 * 0.25 \text{ m} * 0.36 \text{ m}^2 = 0.22 \text{ ton}$

Suma de cargas que actúan bajo la zapata (P_z) = **1.99 ton**

Debe cumplirse que la relación P_z/A_z debe ser menor que el valor soporte del suelo. $(1.99/(0.6*0.6)) = 5.5 \text{ ton}/\text{m}^2 < V_s$, donde $V_s = 20 \text{ ton}/\text{m}^2$.

Carga última. Es la carga más crítica que actúa sobre la zapata y se calcula así:

$$W_u = P_z * F.C.U. = 5.5 \text{ ton}/\text{m}^2 * 1.38 = 7.59 \text{ Ton}/\text{m}^2.$$

$$W_u = 7.59 \text{ ton}/\text{m}$$

Chequeo por corte simple

$V_a < V_c$ donde:

V_a = corte actuante

V_c = corte resistente

$$d = \text{peralte-recubrimiento} = 0.25 \text{ m} - 0.08 \text{ m} = 0.17 \text{ m}$$

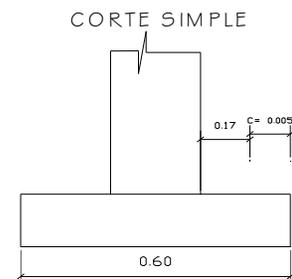
$$V_a = W_u * b * c = 7.59 \text{ ton}/\text{m}^2 * 0.6 \text{ m} * 0.005 \text{ m} = 0.022 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c * b * (d/1000)}$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{(210 \text{ Kg}/\text{cm}^2 * 60 \text{ cm} * (17 \text{ cm}/1000))} = 8.61 \text{ ton}$$

$$V_c = 8.61 \text{ ton}$$

Figura 6. Corte simple



8.61ton > 0.022 ton ; $V_c > V_a$ chequea

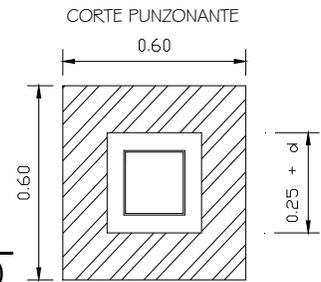
Figura 7. Corte punzonante planta

Chequeo por corte punzonante.

$$V_a = W_u(\text{area de la zapata} - \text{area punzonante})$$

$$V_a = 7.59 \text{ ton/m}^2 [(0.60 \text{ m})^2 - (0.25 + 0.17)^2] = 1.39 \text{ ton}$$

$$V_a = 1.39 \text{ ton.}$$



$$V_c = 0.85 * 1.06 \sqrt{f'c * \text{perimetro punzonante} * (d/1000)}$$

$$V_c = 0.85 * 1.06 \sqrt{(210 \text{ Kg/cm}^2) * (4(40 + 17) \text{ cm}) * (17 \text{ cm}/1000)} = 50 \text{ ton}$$

$$V_c = 50 \text{ ton.}$$

50 ton. > 1.39 ton.; chequea $V_c > V_a$ chequea.

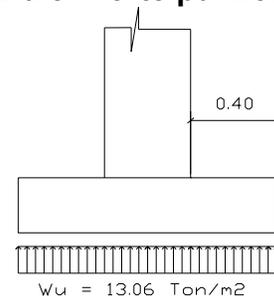
Figura 8. Corte punzonante

Chequeo por flexión.

$$M_u = (W_u * L^2)/2$$

$$M_u = (7.59 \text{ ton/m}^2 * (0.175 \text{ m})^2)/2 = 0.11 \text{ ton - mt}$$

$$M_u = 0.11 \text{ ton-mt}$$



Cálculo de refuerzo

$$A_s = [b * d - ((b d)^2 - (M * b / 0.003825 f'c))^{1/2} (0.85 f'c / F_y)]$$

$$A_s = (100 * 17) [(100 * 17)^2 - (110 * 100) / 0.003825 * 210]^{1/2} (0.85 * 210 / 2810)$$

$$A_s = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.002 * b * d$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.002 * 100 \text{ cm} * 17 \text{ cm} = 3.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 3.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = \rho_{\text{max}} * b * d$$

$$As_{m\acute{a}x} = 0.50 [0.85 * 0.85 * (f' c / f_y) * (6090 / (6090 + f_y)) * b * d]$$

$$As_{m\acute{a}x} = 0.50[0.85 * 0.85 * (210/2810) * (6090 / (6090 + 2810)) * 100 * 17]$$

$$AS_{M\acute{a}x} = 31.40 \text{ cm}^2$$

$$AS_{m\acute{i}n} = 3.40 \text{ cm}^2$$

$$As = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$AS_{m\acute{a}x} = 31.40 \text{ cm}^2$$

Entonces como el acero mínimo es mayor que el acero requerido, procedemos a reforzar con acero mínimo de la siguiente manera:

Se Propone varilla No 4 $\approx 1.26\text{cm}^2$.

$$3.40 \text{ cm}^2 = 100.$$

$$1.26\text{cm} = X \text{ cm} \quad \quad \quad X = 37.0 \text{ cm}$$

Reforzamos con varilla **No4 grado 40 @ 0.30 cm** ambos sentidos.

Anclaje o muerto.

será de concreto ciclópeo , enterrado en la superficie superior a nivel del suelo. Se utiliza la teoría de RANKINE para el empuje de tierras.

Datos a considerar:

$$H = \text{tensión horizontal} \quad 18,001.55 \text{ lb} \quad \approx 8.18 \text{ ton}$$

$$T = \text{tensión máxima} \quad 18,112.33 \text{ lb} \quad \approx 8.23 \text{ ton}$$

$$V = \text{tensión vertical} \quad 2,000.17 \text{ lb} \quad \approx 0.90 \text{ ton}$$

$$\Gamma_c = \text{peso específico de concreto} \quad 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$\Gamma_{cc} = \text{peso específico de concreto ciclópeo} \quad 2.3 \text{ ton/m}^3$$

$$\Gamma_s = \text{peso específico del suelo} \quad 1.3 \text{ ton/m}^3$$

$$W = \text{peso del muerto}$$

$$F = \text{fuerza de fricción}$$

$$E = \text{empuje}$$

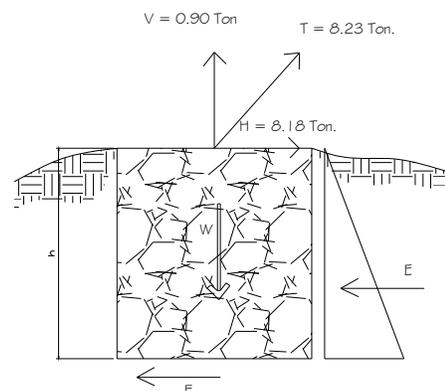
$$h = \text{ancho} = \text{largo} = \text{altura (muerto)}$$

Peso del muerto

$$W = \Gamma_c * h^3 = 2.3 * h^3 = 2.3h^3$$

$$W = 2.3 h^3$$

Figura 9.fuerzas en el anclaje



Empuje del suelo

$$E = \frac{1}{2} \Gamma_s * h^3 * K_p = \frac{1}{2} * 1.5 * h^3 * 3 = 2.25h^3$$

$$E = 2.25 h^3$$

Chequeo por volteo

$$M_w = \frac{1}{2} * h * W = \frac{1}{2} * h * (2.3h^3) = 1.15h^4$$

$$M_w = 1.15 h^4$$

$$M_E = \frac{1}{3} * h * E = \frac{1}{3} * h * (2.25h^3) = 0.75h^4$$

$$M_E = 0.75 h^4$$

$$M_v = 1.5 \left(\frac{1}{2} * h * V \right) = 1.5 \left(\frac{1}{2} * h * 0.90 \right) = 0.67h$$

$$M_v = 0.67h$$

$$M_H = 1.5(H * h) = 1.5(8.18 * h) = 12.27h$$

$$M_H = 12.27h$$

$$\text{Comparando } \sum M_{resistente} = \sum M_{actuantes}$$

$$1.15 h^4 + 0.75h^4 = 0.67h + 12.27h$$

$$(1.15 + 0.75)h^4 = h(0.67 + 12.27)$$

$$1.90h^4 = 12.94h$$

$$1.90h^3 = 12.94$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{12.94}{1.90}}$$

$$h = 1.89m = 2.00 \text{ mt}$$

Chequeo por volteo

$$M_w = \frac{1}{2} * h * W = \frac{1}{2} * 2.2 * (2.3(2.2)^3) = 27 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_w = 27 \text{ ton-m}$$

$$M_E = \frac{1}{3} * h * E = \frac{1}{3} * 2.2 * (2.25 (2.2)^3) = 17.60 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\mathbf{M_E = 17.60 \text{ ton-m}}$$

$$\mathbf{M_v = 1.5 \left(\frac{1}{2} * h * V \right) = 1.5 (1/2 * 2.2 * 0.90) = 1.48 \text{ ton - m}}$$

$$\mathbf{M_v = 1.48 \text{ ton-m}}$$

$$\mathbf{M_H = 1.5(H * h) = 1.5(8.18 * 2.2) = 27 \text{ ton - m}}$$

$$\mathbf{M_H = 27 \text{ ton-m}}$$

$$\frac{(27 + 17.60) \text{Ton - m}}{(1.48 + 27) \text{Ton - m}} = 1.56 \quad \frac{\sum M_{resistente}}{\sum M_{actuantes}} > 1.5 \quad \mathbf{1.56 > 1.5 \text{ O.K}}$$

Se concluye que la estructura soporta el volteo.

Chequeo por deslizamiento

$$\mathbf{F = \mu * W = 0.5 * (2.23 * 2.3) = 12.25 \text{ ton}}$$

$$\mathbf{F = 12.25 \text{ ton}}$$

$$\mathbf{E = 2.25 * 2.23 = 23.96 \text{ ton}}$$

$$\mathbf{E = 23.96 \text{ ton}}$$

$$\frac{\sum \text{fuezar. horiz. (+)}}{\text{Tensión. (H)}} > 1.5 \quad \frac{(12.25 + 24) \text{Ton}}{8.23 \text{Ton}} = 4.40 \quad \mathbf{4.40 > 1.5 \text{ O.K}}$$

Fuerza de viento.

En estructuras de este tipo se considera la fuerza de viento y su distribución, debe hacerse por lo menos con 4 cables. Para este caso se tiene:

$$\text{Fuerza de viento (Fv) = presión de viento * area de contacto}$$

$$\mathbf{F_v = \frac{15 \text{ lbs}}{\text{pie}^2} * \left(2'' * \frac{1 \text{ pie}}{12} \right) * 177 \text{ pie} = 442 \text{ lb}}$$

$$\mathbf{F_v = 442 \text{ lb}}$$

Fuerza última.

Es la fuerza que se genera en los cuatro cables afectada por el factor de carga última (FCU) o factor de seguridad.

Factor de seguridad (FCU) =1.37 (tomamos el FCU anterior)

$$Fu = 442 \text{ lb} * 1.37 = 605 \text{ lb}$$

$$Fu = 605 \text{ lb}$$

$$Fu = (605 \text{ lb} / 4) = 152 \text{ lbs por cada cable.}$$

Se usará cable galvanizado con alma de acero de ¼" de diámetro de 6*19 hilos, con un esfuerzo a la ruptura de 3,600lb. Para anclaje se utilizara concreto ciclópeo diseñaron así:

$$\left(2300 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right) h^3 = \left(152 \text{ lb} * \frac{1 \text{Kg}}{2.1 \text{ lb}} \right)$$

$$\left(2300 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right) h^3 = 69.09 \text{kg}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{69.09 \text{Kg}}{2300 \text{Kg} / \text{m}^3}}$$

$$h = 0.17 \text{m} \approx 0.25 \text{ m,}$$

Finalmente obtenemos las dimensiones de este anclaje cuyas mediadas serán (0.25m*0.25m*0.25m).

2.1.8 Elaboración de planos.

Se elaboraron los planos de planta general, densidad de vivienda, planta perfil de la línea de conducción y red de distribución, detalles de tanque de distribución, obras de arte, pasos aéreos. Ver planos en apéndice.

2.1.9 Elaboración de presupuesto.

En la integración del presupuesto se consideró los costos directos, los costos indirectos no consideraron queda a consideración de las autoridades Municipales

Tabla IV. Presupuesto
Diseño del sistema abastecimiento de agua potable por gravedad,
aldea Tasabalquiej, Santa María Chiquimula
Departamento de Totonicapán

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (en Quetzales)	COSTO (en Dolares)
1- TOPOGRAFIA					
REPLANTEO TOPOGRÁFICO	21119	ML	0.78	Q 16,571.40	\$ 2071.425
Sub Total				Q 16571.40	\$ 2071.425
2- CAPTACIONES TÍPICAS					
CONSTRUCCIÓN DE CAJAS	1.00	UND	5,661.29	Q 5,661.29	\$ 707.661
Sub Total				5,661.29	\$ 707.661
3- CAJA ROMPE-PRESION					
CONSTRUCCION CAJAS	1.00	UND	4,520.25	Q 4,520.25	\$ 565.03
Sub Total				Q 4,520.25	\$ 565.03
4- CAJAS DE VALVULAS DE AIRE					
CAJAS CON VALVULA	6.00	UND	1,165.80	Q 6,994.79	\$ 874.35
Sub Total				Q 6,994.79	\$ 874.35
5- CAJAS DE VALVULAS DE LIMPIEZA					
6.1 CONEXIONES PREDIALES	6.00	UND	1,951.50	Q 11,709.00	\$ 1463.6250
Sub Total				Q 11,709.00	\$ 1463.6250
6- SOPORTES + ANCLAJES					
	36.00	UND	355.57	Q 12,800.50	\$ 1600.063
Sub Total				Q 12,800.50	\$ 1600.063
7- PASO AÉREO DE 56 MT					
	3.00	UND	9,352.62	Q 28,057.87	\$ 3507.234
Sub Total				Q 28,057.87	\$ 3507.234
8- PASO AÉREO DE 20 MT					
	3.00	UND	5,661.39	Q 16,984.17	\$ 2123.021
Sub Total				Q 16,984.17	\$ 2123.021
9- PASO SE ZANJON TIPO A					
	9.00	UND	2,500.04	Q 22,500.37	\$ 2812.55
Sub Total				Q 22,500.37	\$ 2812.55
10- PASO SE ZANJON TIPO B					
	8.000	UND	2,234.37	Q 17,874.94	\$ 2234.37
Sub Total				Q 17,874.94	\$ 2234.37
11- TANQUE DE DISTRIBUCION 20 M3					
CONSTRUCCIÓN DE TANQUE	1.00	ML	44,422.50	Q 44,422.50	\$ 5552.81
Sub Total				Q 44,422.50	\$ 5552.81
12-LÍNEA DE CONDUCCIÓN					
TUBERIA PVC Y HG	13787.00	ML	75.37	Q 1,039,164.66	\$ 129895.58
Sub Total				Q 1,039,164.66	\$ 129895.58
13-LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN					
TUBERIA PVC Y HG	7324.00		9.39	Q 68,772.46	\$ 8596.56
Sub Total				Q 68,772.46	\$ 8596.56
Total Proyecto				Q 1,296,034.20	\$ 162004.28

NOTA: El cambio con fecha 9/9/09 de 1\$=8 quetzales.

2.1.10 Plan de operación y mantenimiento.

Tarifa. Para que un sistema de agua potable cumpla con su cometido y sea sostenible durante el período para el que se diseña, se requiere de un fondo para operar el sistema y darle mantenimiento. Para esto se determinó una tarifa que cada una de las viviendas como usuarios deben cancelar, en función del costo de operación, mantenimiento, tratamiento, administración y reserva.

Costo de operación (O). 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 podrá revisar 20 conexiones al día, además se contempla un factor que representa las prestaciones como aguinaldo, bono 14 e indemnización.

$$O = ((Long.tubería * 1/3 * Jornal) + (No.conexiones * 1/20 * Jornal))1.43$$

$$O = ((6.00Mts * 1/3 * Q75.00) + (54viv * 1/20 * Q75.00))1.50$$

$$O = Q 529.00/mensual$$

Costo de mantenimiento (M).

Este costo servirá para la compra de materiales, en caso de que sea necesario cambiar los ya instalados o para la ampliación de los mismos. Se estima como el 7.8 por millar del costo total del proyecto.

$$M = \frac{0.0078 * Costo total del proyecto}{10}$$

$$M = \frac{0.0078 * Q 1.296.034.20}{10}$$

$$M = Q1,010.90/mensual$$

Costo de tratamiento (T).

Es el costo que se requiere para la compra de tabletas de tricloro, método seleccionado para la desinfección del agua, el cual se hará mensualmente.

$$T = \frac{30 * \text{Costo tableta en gr.} * \text{relación agua cloro} * Q_c * 86,400}{\text{concentración de cloro}}$$

$$T = \frac{30 * 0.75 * 0.001 * 0.80 \text{Lts / seg} * 86,400}{0.9}$$

$$\mathbf{T = Q 1728.00/mensual}$$

Costo de administración (A).

Representa el fondo que servirá para gastos de papelería, sellos, viáticos, etc. Se estima que es el 15% de la suma de los tres anteriores.

$$A = 25\% (O + M + T)$$

$$A = 0.25 * (Q 529.00 + Q1010.90 + Q1728.00)$$

$$\mathbf{A = Q 816.98/mensual}$$

Costo de reserva (R).

Se le denomina a una reserva de dinero para cualquier imprevisto que afecte al proyecto, el cual será el 12% de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

$$R = 20\% (O + M + T)$$

$$R = 0.20 * (Q 529.00 + Q1010.90 + Q1728.00)$$

$$\mathbf{R = Q653.58/mensual}$$

2.1.11 Propuesta tarifaria.

La tarifa calculada es la suma de los costos anteriores, dividido el número de viviendas.

Tarifa = (O + M + T + A + R)/No. viviendas

Tarifa = (Q 529. + Q 1010.90 + Q 1728. + Q 816.98 + Q 653.58) /54 viviendas

Tarifa = Q87.75 ≈ Q 88.00/mes

La tarifa calculada será de aproximadamente **Q 88.00. Por mes.** La cual la tarifa adecuada para la población es de Q 70.00 por mes, se acuerda una tarifa de Q70.00 que es el sueldo promedio día de cada persona.

2.1.12 Evaluación de impacto ambiental.

La construcción de cualquier tipo de obra civil, al igual que todas las actividades realizadas por el hombre en la faz de la tierra, genera impacto en los componentes ambientales: físico, biológico y social. Este impacto puede ser de carácter positivo, negativo irreversible, negativo con posibles mitigaciones o neutro.

En 1972 fue celebrada una conferencia mundial por las Naciones Unidas en Estocolmo, Suecia a partir de la cual Guatemala aceptó integrarse a los programas mundiales de protección y mejoramiento del medio ambiente. Posteriormente, en 1986 se creó el decreto 68-86, Ley de protección y mejoramiento del Medio-Ambiente, y se organizó la Comisión Nacional del Medio Ambiente. En 2000, ésta se transforma en el Ministerio de Ambiente, el cual tiene a su cargo la aplicación de la ley y sus reglamentos.

Principios de evaluación.

Según las leyes vigentes, se pueden realizar dos tipos de estudios de impacto ambiental: no significativo (o evaluación rápida) e impacto ambiental significativo (o evaluación general).

Impacto ambiental no significativo (o evaluación rápida).

Es el estudio que se realizará a través de una visita de observación al sitio propuesto, por técnicos en la materia aprobados por el Ministerio de Ambiente y por cuenta del interesado, para determinar si la acción propuesta no afecta significativamente el ambiente. El criterio debe basarse en proyectos similares tamaño, localización y otros indicadores que se consideren pertinentes.

Impacto ambiental significativo (o evaluación general)

Estas evaluaciones se podrán desarrollar en dos fases:

Fase preliminar o de factibilidad que debe contar con:

- Datos de la persona interesada, individual o jurídica
- Descripción del proyecto y escenario ambiental (natural, social y humano)
- Principales impactos y medidas de mitigación
- Sistemas de disposición de desechos
- Plan de contingencia
- Plan de seguridad humana
- Otros datos que se consideren necesarios

Fase completa: generalmente, se aplica a proyectos con grandes impactos, que además de lo establecido en la fase preliminar, deberá responder a las siguientes interrogantes.

- a. ¿Qué sucederá al medio ambiente como resultado de la ejecución del proyecto?
- b. ¿Cuál es el alcance de los cambios que sucedan?
- c. ¿Qué importancia tiene los cambios?

- d. ¿Qué puede hacerse para prevenirlos o mitigarlos?
- e. ¿Qué opciones o posibilidades son factibles?
- f. ¿Qué piensa la comunidad del proyecto?

Toda autorización derivada de un estudio de evaluación de impacto ambiental significativo, deberá garantizar su cumplimiento por parte de la persona interesada, individual o jurídica, por medio de una fianza que será determinada por el Ministerio de Ambiente.

Impactos y medidas de mitigación

Para la construcción de un sistema de agua potable, los impactos generados se consideran poco significativos por lo que se puede realizar una evaluación rápida. Esta evaluación debe contener: información básica, establecer con suficiente nivel de detalle los impactos negativos previstos y sus medidas de mitigación propuestas con su respectivo costo.

Evaluación rápida

Información sobre el proyecto

- a) Nombre de la comunidad: caserío Tasabalquiej
- b) Municipio: Santa María Chiquimula
- c) Departamento: Totonicapán

Tipo de proyecto

Sistema de introducción de agua potable.

Consideraciones especiales

Consideraciones identificadas durante visita de campo como: Ubicación de proyecto, condiciones climatológicas, más las consideraciones descritas a continuación que no aplican.

Consideraciones sobre áreas protegidas

Las áreas que se encuentra incluidas dentro del Sistema Guatemalteco de Áreas Protegidas (SIGAP).

- a. ¿Se ubica el proyecto dentro de un área protegida legalmente establecida? no
- b. Nombre del área protegida: no aplica.
- c. Categoría de manejo del área protegida: no aplica.
- d. Base Legal de la declaratoria del área protegida: no aplica.
- e. Ente administrador del área protegida: no aplica.
- f. Ubicación del proyecto dentro de la zonificación del área protegida: no se encuentra dentro de zonas protegidas.
- g. Por la ubicación del proyecto dentro de áreas del SIGAP: El proyecto no requiere un estudio de impacto ambiental.

Consideraciones sobre ecosistemas naturales

- a. ¿Cruza el proyecto un ecosistema terrestre natural? no
- b. ¿Estado actual del ecosistema? no aplica.

Otras consideraciones

Cruza el proyecto alguna de las siguientes zonas:

- a. Zona de alto valor escénico: no
- b. Área turística: no
- c. Sitio ceremonial: no
- d. Sitio arqueológico: no
- e. Área de protección agrícola: no
- f. Área de asentamiento humano: no
- g. Área de producción forestal: no
- h. Área de producción pecuaria: si

Impactos ambientales negativos identificados durante la construcción

Se determina que, durante le ejecución del proyecto, se generarán los siguientes impactos ambientales negativos.

Tabla V. Impactos ambientales negativos durante la ejecución

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
	EJECUTOR	COMUNIDAD	MUNICIPALIDAD
a) Deslaves de material.	X		
b) Erosión de cortes.	X		
c) Disposición inadecuada de materiales de desperdicio	X		
d) Alteración del drenaje superficial.	X		
e) Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción.	X		
f) Contaminación del aire por polvo generado en construcción	X		
g) Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes		X	
h) Riesgos para la salud de los trabajadores	X		
i) Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra	X		

Impactos ambientales negativos identificados durante la operación

Se determina que, durante la operación y mantenimiento del proyecto, se generarán los siguientes impactos ambientales negativos.

Tabla VI. Impactos ambientales negativos durante la operación

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
	COMITÉ MANTENIMIENTO	COMUNIDAD	MUNICIPALIDAD
a) Erosión de cortes.	X	X	
b) Accidentes de tránsito.			
c) Accidentes a peatones.	X		
d) Reasentamiento involuntario.			X

Impactos, medidas de mitigación y relación con la etapa del proyecto

Los impactos ambientales negativos, medidas de mitigación, su relación con la etapa del proyecto; sistema de agua potable para el caserío Tasabalqueij.

Tabla VII. Medidas de mitigación en la ejecución y la operación

ETAPA PROYECTO	CONSTRUCCIÓN		OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	
Componentes ambientales y sociales	Impacto	Medidas de mitigación	Impacto	Medidas de mitigación
Ambiente físico				
Suelos	Deslaves de material. Erosión de cortes . Disposición inadecuada de materiales de desperdicio.	Prevención durante la construcción; prevención de erosión usando estabilización física. Seleccionar sitios adecuados y colocar en capas no mayores de 0.25 cm compactado, posteriormente colocar una capa de material orgánico.	No significativo.	
Recursos hídricos	Alteración del drenaje superficial Disminución de la calidad del agua.	Construcción durante estación seca; minimizar la erosión de ribera de ríos; alteración mínima de corrientes de aguas naturales.	No significativo.	
	Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción	Depositar los desechos de insumos en un lugar fuera de la zona del cause del río. Uso de agua para minimizar la generación de polvo	No significativo.	
Calidad del aire	Contaminación del aire por polvo generado en construcción.			
Ambiente biológico				
Hábitats naturales	No significativo No significativo		No significativo. No significativo.	
Fauna y flora				
Ambiente social				
Estética y paisaje	Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes.	Limpieza de sitios de construcción.	Erosión de cortes.	Mantenimiento y limpieza en zona de cortes.
Salud humana	Riesgos para la salud de los trabajadores Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra	Desarrollar plan de seguridad e higiene. Hacer sanitario provisional. Colocar toneles para la basura y para su posterior disposición en zona adecuada.	Accidentes de tránsito. Accidentes a peatones.	Regulación y señalización adecuadas
Comunidades humanas	No significativo.		No significativo.	

2.1.13 Evaluación socio-económica

La evaluación de los proyectos por medio de métodos matemáticos y financieros es de utilidad para conocer la rentabilidad que generan, para ello se utilizarán los métodos matemáticos de valor presente neto y la tasa interna de retorno.

Tabla VIII. Flujos de caja, ingresos y egresos anuales

descripción	AÑO 0	AÑO 1	AÑO 2	AÑO 3	AÑO 4	AÑO 5	TOTAL
INGRESOS							
cuotas de servicio	Q28,800	Q30,240	Q31,752	Q33,339.6	Q35,006.58	Q36,756.909	Q195,895.089
faenas y multas	Q2,000	Q2,080	Q2,163.2	Q2,249.73	Q2,339.7	Q2,433.30	Q13,265.9509
TOTAL DE INGRESOS							Q209,161.04
PRESTAMO DE INVERSON	Q482,942.1						Q482,942.15
EGRESOS							
cst. de operación	Q3,888	Q3,888	Q3,888	Q3,888	Q3,888	Q3,888	Q23,328.00
cst. de mantenimiento	Q3,401.37	Q3,401.3	Q3,401.3	Q3,401.37	Q3,401.37	Q3,401.37	Q20,408.22
cst. de tratamiento	Q4,631.04	Q4,631.0	Q4,631.0	Q4,631.04	Q4,631.04	Q4,631.04	Q27,786.24
cst. de admon.	Q2,691.45	Q2,691.4	Q2,691.4	Q2,691.45	Q2,691.45	Q2,691.45	Q16,148.7
cst. de reserva	Q1,866.07	Q1,866.0	Q1,866.0	Q1,866.07	Q1,866.07	Q1,866.07	Q8,612.64
TOTAL DE EGRESOS							Q98,868.35
FLUJO DE CAJA O BENEFICIO							Q110,292.70

2.1.13.1 Valor presente neto

Designa una cantidad presente o actual del dinero sobre la escala del tiempo. El valor presente se encuentra al comienzo del período a estudiar. Dicho valor se basa en la creencia de que el valor del dinero se ve afectado por el tiempo.

Para este caso se tomo en cuenta que el costo de la inversión total de Q 1.296.034.20 en el cual se tendrá una tasa anual de pagos del 12%, por período de 10 años. Se procede a calcular el VP. (Valor presente), de la siguiente manera:

Costo de ejecución será de Q 1.296.034.20 debido a las características del proyecto, esta inversión no es recuperable y deberá ser proporcionada por alguna institución sea o no gubernamental, para un análisis de VPN este rubro no se considera debido a que se analiza si el proyecto es auto sostenible.

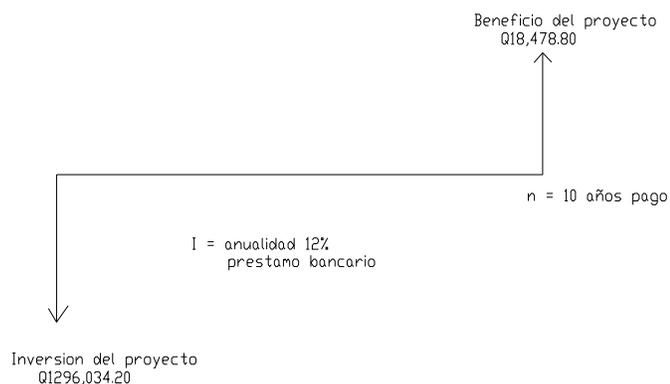
Costo de operación y mantenimiento anual (CA) = Q 18,478.80/añual

CA= Q 18,478.80

Tarifa población anual (IA) = Q 88.00*54*12=84,480.00/añual

AI= Q 84,500.00

Figura 10. Diagrama de representación de la inversión



$$Vp = It + Vf \left(\frac{P}{A}, I, n \right) - Vr \left(\frac{P}{F}, I, n \right)$$

Fórmulas a utilizar

$$P = Vf \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]; \text{ Presente dado una anualidad}$$

$$P = F \left[\frac{1}{(1+i)^n} \right]; \text{ Presente dado un futuro}$$

- Donde:**
- Vp = valor presente neto
 - It = inversión total del proyecto
 - Vf = beneficio final (ingresos – egresos)
 - Vr = valor de rescate
 - I = tasa de interés anual (pago al banco) (12%)
 - n = tiempo para saldar el préstamo (5 años)
 - P/A = presente dado una anualidad
 - P/F = presente dado un futuro

$$Vp = 18,478.80 + Vf \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right] - F \left[\frac{1}{(1+i)^n} \right]$$

$$Vp = 18,478.80 \left[\frac{(1+0.12)^{10} - 1}{0.12(1+0.12)^{10}} \right] - 0$$

$$Vp = 104409.34$$

$$Vp = Q 104,409.34$$

Tarifa proporcional

$$Vp = 84,500 + Vf \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right] - F \left[\frac{1}{(1+i)^n} \right]$$

$$V_p = 84,500 \left[\frac{(1 + 0.12)^{10} - 1}{0.12(1 + 0.12)^{10}} \right]$$

$$V_p = 477,443.84$$

$$V_p = Q 477,443.84$$

El valor presente neto estará dado por la sumatoria de ingresos menos los egresos que se realizaron durante el período de funcionamiento del sistema.

$$VPN = \text{ingresos} - \text{egresos}$$

$$VPN = Q (477,443.84 - 104,409.34)$$

$$VPN = Q 373,034.50$$

Con la tarifa propuesta, el proyecto podrá cubrir todos los costos de operación y mantenimiento que se necesitan durante el período de funcionamiento.

2.1.13.2 Tasa interna de retorno

Es el método más usado para comparar alternativas de inversión. Nos proporciona una cifra de porcentaje que indica la ganancia relativa, lograda con diferentes empleos de capital. Se obtiene del valor presente.

$$\text{Costo} = (\text{inversión inicial} - VPN) = 1.296.034.20 - 373,034.50 = Q 922,999.70$$

$$\text{Beneficio} = Q 922,999.70 / 708 = Q 1303.67/\text{hab.}$$

Del resultado de la evaluación anterior, se observó que éste se encuentra contemplado dentro de los parámetros de la aceptación que establece las instituciones de inversión social y de desarrollo que apoyan a la Municipalidad de Santa María Chiquimula.

Por lo que el proyecto se considera factible.

2.2 Diseño de escuela del caserío Chuarax-abaj, Santa María Chiquimula, Totonicapán.

2.2.1 Descripción del proyecto

El diseño de la escuela de educación contara con dos niveles, para lo cual su distribución será la siguiente:

- El primer nivel y el segundo tendrá tres aulas es lo requerido por la comunidad.

En el diseño se contemplan algunos servicios básicos como lo son: energía eléctrica, ya que cuentan con los otros servicios como agua potable y drenajes. La estructura de la edificación estará compuesta de mampostería reforzada con losas planas de concreto reforzado, los muros serán de block pómez, piso de granito, ventanas y puertas de metal.

2.2.2 Población a servir

La población a servir será compuesta por el sector que ocupa por completo la región de Chuarax-abaj, esto se debe a que su ubicación es céntrica por lo cual se pretende beneficiar alrededor de 250 alumnos, para una educación requerida.

2.2.3 Descripción del espacio disponible

2.2.3.1. Topografía del terreno

El terreno existente propuesto posee un desnivel pequeño, por lo cual se opto realizar topografía en el lugar a lo que se concluyo a un área total para la construcción de 195.00 m².

2.2.3.2. Características del suelo

La muestra obtenida del suelo se tomo en una parte lateral del terreno, obtenida a una profundidad de 1.50 m, el tipo de suelo que se encontró con partículas de pómez color café claro, con un ángulo de fricción interno de $\Phi=32.72^\circ$ y una cohesión de $C_u=3.40 \text{ T/m}^2$.

2.2.4 Mampostería

Está conformada por muros construidos con piezas prismáticas macizas o con celdas, unidas con mortero aglutinante.

La mampostería reforzada permite realizar construcciones en altura hasta unos seis pisos unidas como se mencionó anteriormente con mortero aglutinante y reforzados con varillas de acero, denominándose mampostería confinada si el refuerzo se concentra en elementos verticales y horizontales de concreto conocidos comúnmente como mochetas y soleras, mientras que si se localiza distribuido entre los elementos mampuestos se designa como mampostería integral, es decir que las varillas de acero corrugado estarán colocadas verticalmente entre los agujeros o celdas de las piezas prefabricadas.

2.2.5 Elementos de un sistema de mampostería reforzada

Los materiales con que se conforman los muros de mampostería son: las unidades prefabricadas para levantado o mampuestos, morteros, graut si es mampostería integral o reforzada interiormente, concreto si es mampostería confinada y acero de refuerzo.

2.2.6 Unidades de mampostería

Son las unidades prefabricadas usadas para el levantado de los muros de mampostería reforzada, generalmente son ladrillos de barro cocido o

bloques huecos de concreto cuya función básica será dividir los ambientes y su función estructural soportar esfuerzos de compresión.

2.2.6.1 Ladrillos de barro cocido

Estas unidades de mampostería están hechas básicamente de barro o arcilla, pudiéndoseles adicionar otros materiales, están moldeados con forma rectangular y endurecidos a altas temperaturas hasta su fusión incipiente

Este tipo de unidades deberá de cumplir con la norma COGUANOR NGO 41 022 en lo que se refiere tanto a la calidad como a las dimensiones, absorción y clasificación por resistencia, se puede clasificar por tipo, siendo estos: ladrillo macizo o tayuyo y ladrillo perforado o tubular, según la relación área neta / área gruesa medida sobre planos perpendiculares a la superficie de carga debiéndose respetar dicha relación, siendo para el ladrillo macizo o tayuyo igual o mayor a 0.75, mientras que para el ladrillo perforado o tubular menor que 0.75.

2.2.6.2 Bloques de concreto

Esta es una de las unidades más modernas utilizadas en la construcción de mampostería, su aceptación está justificada por las cualidades intrínsecas como la rapidez de ejecución, la facilidad en su manejo y la proporción adecuada en sus dimensiones. Este tipo de unidades generalmente poseen un gran porcentaje de vacíos, también deberán cumplir con la norma COGUANOR NGO 41 054 en lo que referente a calidad, dimensiones, porcentaje de absorción y clasificación por resistencia.

2.2.7 Mortero

Los morteros usados para mampostería deberán ser una mezcla plástica de materiales cementantes y arena bien graduada que permita la unión de las unidades de mampostería para la correcta conformación de un elemento estructural (muro). La dosificación de dicha mezcla deberá de proveer las condiciones necesarias que permitan su trabajabilidad, capacidad para retención de agua, teniendo en cuenta que servirá de apoyo para las unidades de mampostería, también deberá de contribuir a la resistencia a compresión del elemento estructural; el tamaño máximo nominal de las partículas que conforman la mezcla será de 2.5 mm.

2.2.8 Concreto y graut

La utilización de cualquiera de estos dos elementos estará determinada como se mencionó anteriormente por el tipo de refuerzo vertical y horizontal que se pretenda colocar, es decir si va a ser confinado o concentrado.

2.2.8.1 Concreto

El concreto no es más que una mezcla heterogénea de arena, grava, cemento y agua que al fraguar adquiere las características de dureza y resistencia necesarias, en algunas ocasiones se les pueden agregar aditivos para modificar sus características.

La resistencia del concreto depende de muchos factores tales como los materiales, el diseño de la mezcla, el colado y curado.

El concreto puede ser de varios tipos, siendo actualmente los más conocidos el concreto de peso normal y el concreto liviano, en este caso se usara se concreto de 210 kg/cm².

2.2.8.2 Graut

Las características de éste no son las de un concreto ni las de un mortero, pero sí es un material cementante que está conformado por cemento, arena, grava fina y la cantidad necesaria de agua que le proporcione una consistencia fluida que le dé trabajabilidad, pero que a la vez sirva para reforzar a la mampostería, contribuyendo a la resistencia a compresión del muro. El graut debe tener una resistencia mínima, a los 28 días, de 1.2 veces f'_m y máxima de 1.5 veces f'_m de la mampostería que se está inyectando.

Este tipo de material es utilizado para los muros que están reforzados interiormente, es decir que se vierte en las celdas de los elementos prefabricados alrededor del acero de refuerzo. Hay dos clases de graut que se utilizan en la construcción de mampostería siendo estos: graut fino y graut grueso, dependiendo de las dimensiones del agregado grueso que se utilice.

2.2.9 Acero de refuerzo

Este material es utilizado tanto para el refuerzo vertical como horizontal, consiste en varillas de acero corrugado debido a que mejora la adherencia con el concreto, deben de cumplir con las normas ASTM A703 o ASTM A615, siendo su equivalente la norma COGUANOR NGO 36 011. El uso de las varillas lisas estará limitado a estribos, eslabones y otros dispositivos de amarre. Existen diferentes resistencias del refuerzo, siendo las más utilizadas el grado 40, grado 60 y hasta grado 70 (alta resistencia).

2.2.10 Esfuerzo básico de ruptura ($f'm$)

Una de las propiedades estudiadas teóricamente y por pruebas experimentales en la mampostería, es la resistencia bajo cargas perpendiculares a la superficie de juntas horizontales, es decir que está sometido a cargas de compresión.

El esfuerzo de ruptura $f'm$ es un valor muy importante para el diseño, este valor se logra obtener con ensayos de laboratorio, utilizándose para estos ensayos, prismas contruidos con bloques o ladrillos, por lo que los resultados que se obtienen están en función del tipo de bloque, ladrillo y mortero que se utilice.

Los valores obtenidos pueden ser utilizados para determinar esfuerzos de trabajo ($f'm$) de muros de bloques o ladrillos, estos esfuerzos pueden ser de flexión, compresión y corte, utilizando para ello las fórmulas que existen, las cuales no son objeto del presente trabajo de investigación.

2.2.10.1 Procedimiento para determinar el $f'm$

Para poder determinar el valor exacto del esfuerzo básico promedio de ruptura de los prismas de mampostería se deben de seguir cada uno de los siguientes pasos, tomando en cuenta que se deben de ensayar por lo menos tres prismas para tener mayor certeza en los resultados.

- A. Escoger el tipo de unidad de mampostería que se va a utilizar, si son bloques o ladrillos.

- B. Calcular el área bruta de la cara superior en cm^2 , este es el producto del largo total por el espesor de la unidad de mampostería.
- C. Realizar el ensayo de laboratorio para determinar la carga máxima que se puede aplicar al prisma. La carga debe ser hasta que se obtiene la ruptura.
- D. Determinar el esfuerzo de compresión que resiste cada prisma en función del área bruta.
- E. Determinar la esbeltez del prisma, siendo esta la altura/espesor de muro (h/d).
- F. Al conocer la relación de esbeltez, se procede a determinar el factor de corrección, según grafica UBC.
- G. Se debe corregir el valor del esfuerzo de compresión determinado en el inciso D, éste se calcula multiplicando el valor del esfuerzo de compresión por el factor de corrección calculado en el inciso F.
Esfuerzo real de ruptura = esfuerzo de ruptura del prisma * F.C.
- H. Calcular el esfuerzo promedio de los resultados obtenidos con los diferentes ensayos de los prismas en el inciso G.
- I. Las normas UBC recomiendan que se tome el menor valor obtenido en el inciso G y que se multiplique por 1.25, para que luego sea comparado con el resultado que se obtuvo en el inciso H, esto con el fin de tomar el menor de los dos valores.
- J. Finalmente se debe determinar el valor de f'_m . para poder obtener el f'_m se divide el resultado calculado en el inciso anterior entre el factor de la relación A_e/A_b , esto con el fin de tener el f'_m en función del área efectiva.

Donde:

A_e : Área efectiva de la unidad de mampostería, siendo esta el área bruta menos el área de los agujeros y entrantes que en su sección tenga.

2.2.11 Cargas que afectan a una estructura de mampostería reforzada

Todo elemento de una estructura de mampostería reforzada tiene que soportar las cargas a las que va a ser sometido, sin exceder los máximos esfuerzos permisibles de los materiales utilizados. Para un diseño de una estructura de este tipo, se debe considerar los diferentes tipos de cargas que van a actuar directa o indirectamente, siendo estas las cargas gravitacionales y las cargas laterales

2.2.11.1 Cargas gravitacionales

Son las cargas verticales que deben de ser soportadas por la estructura, estas son la carga viva y la carga muerta.

2.2.11.1.1 Carga viva

Son todas aquellas cargas utilizadas para diseñar y que debe soportar una estructura debido al uso u ocupación que tendrá, estas cargas no son permanentes, ya que en algunos casos puede no estar presente, por lo que su magnitud y distribución son inciertas en determinado momento, esta carga puede incluir efectos ordinarios de impacto, vibración, producidos por maquinaria en movimiento.

A continuación se presentan algunas tabulaciones de valores de carga viva mínima que ha de soportar cada estructura de acuerdo a su función.

Tabla IX. Cargas vivas mínimas para una estructura de mampostería

Ocupación o uso	Carga	Unidad
Almacenes		
Primer piso	500	kg/m ²
Pisos superiores	375	kg/m ²
Al por mayor en todos los pisos	600	kg/m ²
Áreas de reunión y teatros		
Con sillas fijas	300	kg/m ²
Con sillas movibles	500	kg/m ²
Plataformas (montaje)	500	kg/m ²
Pisos de escenarios	700	kg/m ²
Vestíbulos	500	kg/m ²
Armerías y cuartos de adiestramiento	700	kg/m ²
Balcones		
Exteriores	500	kg/m ²
Para viviendas menores a 10 m ²	300	kg/m ²
Bibliotecas		
Salas de lectura	500	kg/m ²
Cuartos de almacenamiento	700	kg/m ²
Corredores en pisos superiores al primero	400	kg/m ²
Bodegas de almacenamiento		
Liviana	600	kg/m ²
Pesada	1,200	kg/m ²
Billares y áreas de recreación	375	kg/m ²
Comedores y restaurantes	500	kg/m ²
Corredores	500	kg/m ²

Edificios de oficinas		
Vestíbulos	500	kg/m ²
Oficinas	250	kg/m ²
Escaleras de emergencia		
En edificios	500	kg/m ²
En residencias unifamiliares	200	kg/m ²
Escuelas y colegios		
Salones de clase	200	kg/m ²
Corredores y pasillos	400	kg/m ²
Fábricas e industrias		
Liviana	600	kg/m ²
Pesada	1,200	kg/m ²
Garajes		
Para automóviles	300	kg/m ²
Para buses o transporte pesado	Ver	AASHTO
Gimnasios, pisos principales	500	kg/m ²
Graderíos de estadios y coliseos	500	kg/m ²
Hospitales		
Salas de operación y laboratorios	300	kg/m ²
Cuartos privados	200	kg/m ²
Pabellones	200	kg/m ²
Corredores	400	kg/m ²
Hoteles y casas multifamiliares		
Cuartos privados y corredores adyacentes	200	kg/m ²
Salones públicos y corredores adyacentes	500	kg/m ²
Instituciones penales		
Celdas	200	kg/m ²
Corredores	500	kg/m ²

Marquesinas y toldos	375	kg/m ²
Patios y terrazas peatonales	500	kg/m ²
Residencial		
Viviendas	200	kg/m ²
Ambientes no habitables sin almacenamiento	50	kg/m ²
Ambientes no habitables con almacenamiento	100	kg/m ²
Ambientes habitables (dormitorios)	150	kg/m ²
Salones de baile	500	kg/m ²
Vías vehiculares y patios sometidos a tráfico	1,200	kg/m ²

2.2.11.1.2 Carga muerta

Las cargas muertas de una estructura son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y con una posición fija durante la vida útil de la estructura, su magnitud se puede calcular fácilmente según los volúmenes y pesos específicos.

Las cargas muertas pueden ser los pesos propios de losas, soleras, columnas, muros de corte, rellenos, repellos, cernidos mezclones y pisos, instalaciones eléctricas o mecánicas, etc., también se puede incluir equipo fijo o maquinaria siempre que este sea de un peso definido o que esté unido a la estructura, por ejemplo, las torres de enfriamiento, equipos de elevador, equipos de quirófano para un hospital, maquinaria para talleres, etc. En la siguiente tabla se muestran algunas cargas de elementos utilizados en la mampostería reforzada, aunque algunos de estos elementos pueden variar.

Tabla X. Cargas muertas mínimas

Material	Unidad	Peso
Pisos		
Concreto	Volumétrico	2,400 kg/m ³
Piso de granito y mezlón	5 cm de espesor	60 kg/m ²
Asfalto	1 cm de espesor	23 kg/m ²
Duela o parquet	1 cm de espesor	8 kg/m ²
Relleno de concreto ligero	Volumétrico	1,600 kg/m ³
Techos		
Impermeabilizante de tres capas de fieltro asfáltico con acabado de gravilla	-----	27 kg/m ²
Teja de cemento	-----	32 kg/m ²
Teja de barro	-----	100 kg/m ²
Revestimiento de madera	2.5 cm de espesor	15 kg/m ²
Repellos	1.0 cm de espesor	15 kg/m ²
Losa prefabricada	15 cm de espesor	240 kg/m ²
Losa prefabricada	20 cm de espesor	300 kg/m ²
Losa prefabricada	25 cm de espesor	340 kg/m ²
Muros		
Muro de block pómez de 10 cm	-----	160 kg/m ²
Muro de block pómez de 15 cm	-----	210 kg/m ²
Muro de block pómez de 20 cm	-----	250 kg/m ²
Muro divisorio de tablayeso	-----	60 kg/m ²
Mampostería de piedra	-----	2,500 kg/m ³
Mampostería de ladrillo común	-----	1,920 kg/m ³
Mampostería reforzada de 20 cm con f'm = 80 kg/cm ²	-----	300 kg/m ²
Ladrillo perforado de 14 cm	-----	230 kg/m ²
Ladrillo tubular de 14 cm	-----	171 kg/m ²
Ladrillo tayuyo de 11 cm	-----	186 kg/m ²

Fuente: Diseño de estructuras de concreto con referencia del Instituto Nacional de Normas Americanas ANSI.

2.2.11.2 Cargas laterales

La carga lateral o bien carga horizontal es la que se produce debido a un sismo, viento, empuje, etc., y difieren de las cargas gravitacionales debido a que las cargas horizontales son dinámicas mientras que las otras son estáticas, una de las características especiales de este tipo de carga es que son aplicadas en un período de tiempo muy corto. Para facilitar el cálculo de dichas cargas se sustituyen las cargas dinámicas por cargas estáticas, siempre y cuando se considere lo siguiente

- Se determine en forma apropiada la fuerza estática equivalente
- Se aplique apropiadamente a la estructura
- Tener en cuenta la verdadera naturaleza de esta fuerza

2.2.11.2.1 Cargas de viento

Este tipo de cargas producen una fuerza horizontal sobre la estructura de mampostería, la cual generalmente es muy pequeña en comparación con la carga de sismo, por lo que puede no ser tomada en cuenta, una característica de este tipo de fuerza es que las velocidades más grandes de viento ocurren en períodos de tiempo muy cortos.

2.2.11.2.2 Cargas de sismo

Son las cargas o fuerzas inducidas en una estructura debida a la vibración u oscilación de la superficie de la tierra causadas por un disturbio elástico o gravitacional de las masas que están buscando su equilibrio, creándose de esta manera ciertos ladeos en la misma que a su vez generan determinados esfuerzos que se producen en los diferentes elementos que conforman a la estructura.

El análisis sísmico se puede simplificar utilizándose fuerzas estáticas que producirán el mismo efecto de ladeo de un sismo. La fuerza sísmica va a depender directamente del peso propio de la estructura y su punto de aplicación será en la base por considerarse fija o empotrada en la misma.

2.2.12 Efectos torsionales

Los efectos torsionales se establecerán considerando la no coincidencia entre el centro de rigidez C.R. de un nivel determinado y la recta de acción del esfuerzo de corte en dicho nivel.

Dicha excentricidad estática se modificará, con el propósito de tener en cuenta la amplificación dinámica correspondiente y las incertidumbres sobre la distribución real de las cargas gravitacionales y la posición efectiva del centro de rigidez C.R.

En cada nivel de la construcción, a los esfuerzos de corte traslacionales originados por las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes, se superpondrán los esfuerzos de corte rotacionales originados por el momento torsor acumulado hasta dicho nivel. Se admitirá que en cada nivel, la fuerza sísmica horizontal actúa aplicada en el centro de masas C.M. correspondiente a dicho nivel.

La excentricidad va a ser producida, debido a que como se mencionó anteriormente la fuerza de sismo va a ser resistida por el muro de corte de manera proporcional a su rigidez, resistiendo cada muro la misma fuerza si éstos son del mismo tamaño y localizados simétricamente, de lo contrario algunos muros resistirán mayores fuerzas que otros creándose así los momentos torsionantes debido a la excentricidad, ya que la fuerza de sismo está localizada en el centro de masa, produciéndose una resultante con la misma magnitud y sentido contrario que no es más que la resistencia de la estructura pero localizada en el centro de rigidez.

2.2.12.1 Limitación de los efectos torsionales

Los muros sismorresistentes se dispondrán en forma tal que, en todos los niveles, el esfuerzo de corte rotacional sobre cada muro no sea mayor que el correspondiente esfuerzo de corte traslacional originado por las fuerzas sísmicas horizontales.

2.2.13 Estructuración Sismo Resistente

Esta es una guía propuesta por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) para determinar la estructuración sismo resistente de una edificación e integrar el índice de calidad Q, para ello se debe cumplir con los siguiente requerimientos.

2.2.13.1 Clasificación de las obras

Se clasifica la obra dependiendo del impacto socio – económico que implique la falla o cesión de funciones de la misma, para ello existen cinco categorías que son:

- A. **Obras críticas:** estas son indispensables para el desenvolvimiento socio–económico de grandes sectores de la población; también se clasifican en esta categoría a las obras que al fallar pondrían en peligro a grandes cantidades de personas, como los puentes, centrales energéticas, etc.

- B. **Obras esenciales:** este tipo de obras no pueden fallar durante o después de un desastre natural por lo que deben de mantenerse en funcionamiento durante y después del mismo, entre estas están: hospitales con

instalaciones de emergencia, quirófanos, instalaciones de defensa civil, bomberos, policía y comunicaciones asociadas con la atención de desastres, instalaciones de captación y tratamiento de agua, puentes sobre carreteras de primer orden, etc.

C. **Obras importantes:** estas son aquellas que albergan o pueden afectar a gran número de personas, donde sus ocupantes estén restringidos a desplazarse, donde se presten servicios no esenciales después de un desastre, entre éstas están: edificios educativos y guarderías, edificaciones del estado no esenciales, hospitales, sanatorios y centros de salud públicos y privados, prisiones, museos, edificios mayores de 5 niveles o de 3,000 m² de área interior como teatros, cines, templos, mercados, auditorios, restaurantes, o similares que alojen a más de 300 personas, aquí no se incluyen estacionamientos.

D. **Obras ordinarias:** entre éstas están aquellas que no se hayan mencionado anteriormente como: viviendas, comercios, edificios industriales y agrícolas que por su tamaño, función o volumen no se pueden clasificar en otra categoría.

E. **Obras utilitarias:** entre éstas están aquellas que no se diseñan para albergar personas pero que en un momento determinado pueden utilizarse para ello en períodos de tiempo no prolongados, en caso de duda se pueden clasificar como obras ordinarias.

2.2.14 Índice de sismicidad del sitio (I_s)

Esta es una medida relativa de la severidad que se espera del sismo en una localidad determinada, por lo que se necesita de un nivel de protección adecuado de la obra como se detalla en el nivel de protección requerido.

Las normas AGIES dividen el territorio de Guatemala en cuatro macrozonas caracterizadas cada una por su índice de sismicidad (tabla X), además se requiere de la aplicación de un índice de sismicidad $Io = 5$ a nivel de microzona, que toma en cuenta condiciones localizadas como de barrancos, terrenos inclinados, franjas de terreno falladas, peligro de derrumbe o deslave, arenas y suelos granulares saturados, litorales, riveras, playas, etc.

Tabla XI. Índice de sismicidad.

Zona	Io	Ao	Af	Observaciones
2	2	0.15 g	0.015 g	cuando sea necesario interpolar hacerlo sobre líneas norte - sur
3	3	0.15 a 0.40 g	0.015 a 0.15 g	
4.1	4	0.40 g	0.15 a 0.20 g	
4.2	4	0.40 g	0.20 g	

Fuente: Normas AGIES NR – 2: 2000

2.2.15 Nivel de protección requerido

Este no es más que una medida del grado de protección suministrado al público y a los usuarios de las obras contra riesgos derivados de las sollicitaciones de carga y amenazas naturales. Este valor es determinado por el índice de sismicidad y la clasificación de la obra. (ver tabla XI).

El nivel de protección hace énfasis en la necesidad de proyectar edificaciones con un control explícito de su deformabilidad lateral, especialmente para sismos.

Tabla XII. Nivel de protección requerido.

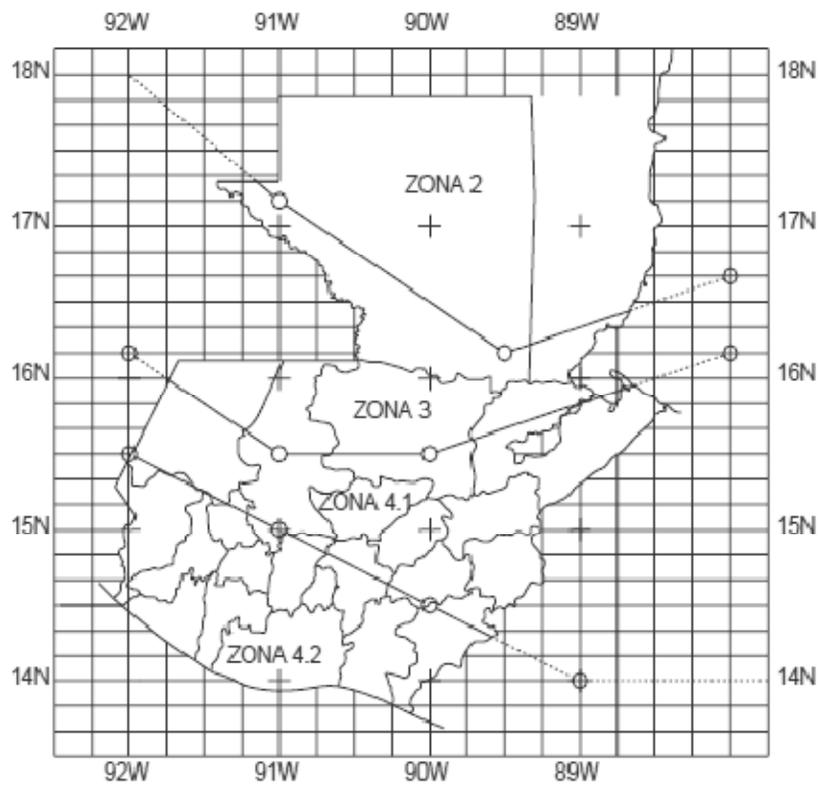
Índice de sismicidad Io	Clasificación de la obra				
	Crítica	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
2	C2	C1	B	B	A
3	D	C2	C2	B	B
4	E	D	C2	C1	B
5	E	E	D	C2	C1
Nota:	Ver clasificación de obra Ver índice de sismicidad				

Fuente: Norma AGIES NR – 2: 2000

Donde:

A, B, C1, C2, D y E son los niveles de protección de la obra.

Figura 11. Mapa de macrozonas sísmicas.



Fuente: Normas AGIES NR – 2: 2000

El cálculo de las derivas laterales depende del método de análisis. Estas deformaciones son pos-elásticas y se desarrollarían en las edificaciones después de varias excursiones fuera del rango elástico. No son derivas nominales al límite elástico del sistema estructural. En la tabla XII se presentan los valores máximos para las derivas laterales.

Tabla XIII. Derivas laterales máximas según el nivel de protección requerido

Nivel de protección requerido	Deformaciones	Donde
A, B, C1	▲ $n = 0.015 h_n$ ▲ $x = 0.018 (h_x - h_x - 1)$	$n =$ Deriva lateral total de la edificación $x =$ Deriva lateral del nivel x de la edificación $h_x =$ Altura del nivel x
C2	▲ $n = 0.015 h_n$ ▲ $x = 0.3018 (h_x - h_x - 1)$	
D, E	▲ $n = 0.015 h_n$ ▲ $x = 0.3018 (h_x - h_x - 1)$	

Fuente: Normas AGIES NR-3 2001

2.2.16 Perfil del suelo

Las normas AGIES definen tres perfiles de suelo para poder establecer el espectro del sismo de diseño, los cuales son:

Perfil del suelo S1

Éste debe satisfacer cualquiera de las siguientes condiciones:

- Roca de cualquier clase, este material se caracteriza por tener velocidades de onda de corte mayores a 800 metros / segundo.
- Suelo rígido cuyo basamento rocoso está a menos de 50 metros de profundidad, constituido por arenas, gravas densas o arcillas firmes.

Perfil del suelo S2

Éste debe satisfacer cualquiera de las siguientes condiciones:

- Suelo firme cuyo basamento rocoso esta a más de 50 metros de profundidad, está conformado por suelos granulares densos, limos densos cenizas volcánicas o arcillas firmes.

- Generalmente suelos firmes y estables cuyo perfil no se clasifica como S1 ni S3.

Perfil del suelo S3

Éste debe satisfacer cualquiera de las siguientes condiciones:

- Generalmente perfiles de suelo donde la velocidad de onda de corte del depósito es menor de 200 metros por segundo.
- Depósitos de más de 10 metros de espesor de cenizas, arenas o limos sueltos o de densidad media.
- Depósitos de más de 10 metros de espesor de arcillas blandas o semiblandas con o sin estratos arenosos intermedios.
- Si existe alguna duda debe de tomarse el resultado más crítico de suponer perfil S2 y S3.

2.2.17 Aceleración máxima efectiva del terreno (A_0)

Éste no es más que un parámetro para el cálculo del sismo básico de diseño, A_0 es una reducción de la aceleración máxima absoluta y se utiliza porque ocurre sólo una vez durante el sismo, es por esto que la aceleración efectiva intenta representar al conjunto de impulsos grandes de un sismo, los valores para cada zona están expresados en la tabla X.

2.2.18 Tipo de estructura

Según las normas AGIES se clasifican a las estructuras en cinco tipos o familias fundamentales, las cuales se subdividen según sean los elementos verticales que sirvan para proporcionar resistencia y rigidez lateral, si existiera alguna duda se le puede clasificar como E6.

Para el análisis de una vivienda o edificio de mampostería reforzada se utiliza el sistema tipo cajón, el cual tiene algunas restricciones de altura, estando directamente relacionado con el nivel de protección de la estructura, siendo:

- 30 metros de altura para un nivel de protección tipo C.

- 20 metros de altura para un nivel de protección tipo D.

Ya que para alturas mayores se necesita un sistema tipo E3 o E4.

Tabla XIV. Clasificación por tipo de estructura

Tipo de estructura	C	Sistema vertical sismo resistente
Sistema de cajón	E1	Con muros estructurales de Mampostería reforzada Concreto reforzado Mampostería sin refuerzo Mampostería reforzada interiormente Madera Marcos arriostrados
Sistema de marcos Marcos ordinarios	E2 E2.1	Acero estructural Concreto reforzado
Marcos especiales	E2.2	Acero estructural Concreto reforzado
Sistema combinado de muros y marcos	E3	Muros de mampostería reforzada Muros de concreto reforzado Marcos arriostrados en lugar de muros Arriostres ordinarios Arriostres excéntricos
Sistema dual de muros y marcos	E4	Muros de mampostería reforzada Muros de concreto reforzado Marcos arriostrados en lugar de muros Arriostres ordinarios Arriostres excéntricos
Péndulo invertido	E5	De concreto reforzado Confinado Ordinario De estructura de acero Con detalles ordinarios Con detalles sísmicos De estructura de madera
Otro tipo	E6	Clasificar como E5

Fuente: Norma AGIES NR – 3: 2001

2.2.18.1 Descripción de la estructura

Para cumplir con este requerimiento se debe presentar una planta esquemática donde el término bajo el suelo que aparece en la tabla XVIII significa la cantidad de niveles de sótano del edificio y el término sobre el suelo indica la cantidad de niveles que conforman a la estructura sobre el nivel de la calle.

La longitud X y Y máxima corresponde a la distancia entre ejes externos vistos en planta, en el presente trabajo no se tendrán niveles bajo el piso, por lo que no se tomará en cuenta.

2.2.18.2 Configuración de la edificación

Aquí se especifican los valores de los índices de calidad q_i con base en la redundancia estructural, la configuración en planta y la configuración vertical.

2.2.18.3 Redundancia estructural

La redundancia estructural se verifica separadamente para cada dirección de análisis atendiendo al número de tramos, número de ejes estructurales y al número de muros en cada dirección, en caso de que dos ejes tienen diferente índice q_1 o q_2 se tomará el promedio de ambas.

Para relaciones intermedias a las indicadas en la tabla XIV se pueden interpolar o tomar el índice menor. La longitud del tramo, para efectos de la comparación anterior, se define por conveniencia para el claro libre entre soportes consecutivos.

Tabla XV. Redundancia estructural (q1) para número de tramos

Número de tramos	Requisito	Índice q1
4 o más	Tramo menor > 0.75 tramo mayor	+2.50
	Tramo menor < 0.45 tramo mayor	+1.50
3	Tramo menor > 0.75 tramo mayor	+1.50
	Tramo menor < 0.45 tramo mayor	0.00
2	Tramo menor > 0.70 tramo mayor	0.00
	Tramo menor < 0.45 tramo mayor	-2.50
1	-----	-3.00
ninguno	Es estructura tipo E5	---

Fuente: Normas AGIES NR-3:2001

Tabla XVI. Número de ejes estructurales (q2)

Número de ejes estructurales	Requisito	Índice q2
5 ó más	-----	+2.50
4 ejes	Smín > 0.70 Smáx	+2.50
	Smín > 0.45 Smáx	0.00
3 ejes	Smín > 0.70 Smáx	0.00
	Smín > 0.45 Smáx	-2.50
2 ó menos	-----	-3.00

Fuente: Normas AGIES NR-3:2001

En las expresiones anteriores S es el espaciamiento entre ejes medido de centro a centro, para relaciones intermedias a las indicadas se puede interpolar o tomar el índice menor.

Si la estructura tiene en el 33% de sus ejes estructurales uno o más muros estructurales cuya relación L/h_m sea mayor que 1.5 o bien dos o más muros estructurales cuya relación sea mayor que 0.67 se le podrá asignar un índice de calidad $q_3 = + 2.50$.

La presencia de muros y riostras para los sistemas de cajón (E1) tienen un índice de calidad de $q_3 = + 2.50$.

2.2.18.4 Configuración en planta

Las edificaciones se pueden clasificar como regulares e irregulares, siendo las regulares las que presentan una configuración en planta aproximadamente simétrica y rectangular, sin grandes agujeros y cuya distribución de masa y distribución de sistemas sismo-resistentes sean bastante coincidentes. Los índices de calificación son q_4 y q_5 .

Para utilizar el método de la carga estática equivalente una estructura deberá satisfacer los siguientes requisitos de regularidad horizontal:

- Los diafragmas de todos los pisos sobre el nivel del suelo no deberán contener variaciones abruptas en rigidez, ni esquinas salientes o entrantes que puedan influenciar significativamente en la distribución de las fuerzas laterales en la estructura.
- Uno de los siguientes sub-incisos:
 - a) La distancia horizontal entre el centro de rigidez en cualquier nivel y el centro de masa de todos los niveles por arriba de dicho nivel no deberá ser mayor de 0.3 veces la máxima dimensión de la estructura en planta de dicho nivel, medida perpendicularmente a la acción de la fuerza.
 - b) Bajo la acción de las fuerzas laterales estáticas equivalentes, la relación del desplazamiento horizontal medido en el extremo de los ejes transversales localizados en la dirección de la aplicación de la fuerza lateral, deberá estar comprendido en el intervalo $3/7$ a $7/3$.

Tabla XVII. Configuración en planta.

Índice número	Condición	Índice qi
q4	Todos los pisos tienen plantas regulares Sí ningún piso tiene planta regular Situaciones intermedias	+2.5 -4.0 Interpolar
q5	Sí cumple con el inciso a o bien b Sí no cumple con ninguno de los incisos a o b No habrá interpolación entre estos dos valores.	+5.0 -8.0

Fuente: Normas AGIES NR-3:2001

2.2.18.5 Configuración vertical

Deberá cumplir con los siguientes requerimientos:

- Los desplazamientos laterales o derivas de cada piso serán razonablemente proporcionales a la altura de ese piso sobre el nivel del suelo.
- La rigidez de cualquiera de los entrepisos de la estructura deberá ser mayor o igual a la rigidez del correspondiente entrepiso inmediato superior.
- Cuando los tabiques, sillares o cualquier otro elemento secundario, están dispuestos de tal manera que no produzcan cambios significativos en la rigidez de un piso a otro, no deberán contribuir a la rigidez lateral del entrepiso.

Si todos los pisos cumplen los criterios anteriores, se deberá asignar un índice q6 igual a + 0.00, si no cumple con alguno de los tres requisitos se asignará un índice de calidad q6 = - 12.0, no habrá interpolación entre estos dos valores.

Tabla XVIII. Configuración vertical.

Índice número	Condición	Índice qi
q6	Configuración vertical regular	0
	Configuración vertical irregular	-12

Fuente: Normas AGIES NR-3:2001

Tabla XIX. Guía para establecer la estructuración sismo resistente de una edificación e integrar el índice de calidad Q

Nombre de la edificación _____					
Clasificación de la obra _____					
Índice de sismicidad del sitio _____					
Nivel de protección requerido _____ Asignado _____					
Perfil del suelo _____					
Aceleración máxima efectiva del terreno A_0 _____					
Tipo de estructura _____					
Descripción de la estructura					
Número de pisos bajo el suelo _____ Sobre el suelo _____					
Altura total bajo el suelo _____ Sobre el suelo _____					
Longitud $X_{máx}$ bajo el suelo _____ Sobre el suelo _____					
Longitud $Y_{máx}$ bajo el suelo _____ Sobre el suelo _____					
Configuración de la edificación	Dirección del análisis			Valores q_i referencia	
	X	Ambos	Y	mín.	Máx.
Redundancia estructural					
Número de tramos	$q_1 =$ _____		$q_1 =$ _____	-3	2.5
Número de ejes estructurales	$q_2 =$ _____		$q_2 =$ _____	-3	2.5
Presencia de muros o riostras	$q_3 =$ _____		$q_3 =$ _____	0	3.5
Configuración en planta					
Regularidad en planta		$q_4 =$ _____		-3	2.5
Excentricidad en planta	$q_5 =$ _____		$q_5 =$ _____	-3	5
Configuración vertical					
Regularidad vertical	$q_6 =$ _____		$q_6 =$ _____	-12	0

Fuente: Norma AGIES NR – 3: 2000

2.2.19 Corte basal

Se denomina de esta manera debido a que el edificio se considera fijo en la base y se diseñará en cada dirección de análisis para resistir como mínimo el cortante basal estático equivalente, éste se calcula con base en lo propuesto por AGIES con la siguiente fórmula:

$$Vb = C_s \times W_s$$

Donde:

W_s Debe de tomarse como el total de la carga muerta más un 25% de la carga viva, se le considera como el peso de la masa del edificio capaz de generar fuerzas inerciales que contribuyan al cortante basal.

C_s Es el coeficiente sísmico de diseño para cada dirección de análisis y se establece de la siguiente manera:

$$C_s = \frac{S_a \times (T)}{R}$$

Donde:

R Es el factor de reducción.

T_A Es uno de los períodos de vibración que definen al espectro sísmico de diseño.

T Es el período fundamental de vibración de la estructura.

$S_a \times (T)$ Es la demanda sísmica de diseño para una estructura con período T.

Período de vibración T

No es más que el período fundamental de vibración de la edificación, puede asignársele el valor genérico empírico T_E , el cual se calcula de la siguiente manera:

$$T_E = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{L}}$$

Donde:

L Es la distancia entre los ejes estructurales en la dirección de análisis medida en metros.

h_n Es la altura total de la estructura en metros, desde la base o nivel del terreno, la base es el primer nivel de la estructura restringido de vibrar libremente.

Período de vibración T_A y T_B

Estos valores dependen directamente del perfil del suelo donde se encontrará la estructura en análisis.

Tabla XX. Período de vibración

	S1	S2	S3
TA	0.12	0.12	0.12
TB	0.4	0.60	1.00

Fuente: Normas AGIES NR-2:2000

Demanda sísmica de diseño $S_a \cdot T$

Se utiliza para calcular el coeficiente sísmico de diseño (C_s) y se determina de la siguiente manera

$$S_a \times T = A_o \times D(T)$$

Donde:

A_o Es la aceleración máxima efectiva del terreno correspondiente al sismo básico de diseño, determinada en la tabla X.

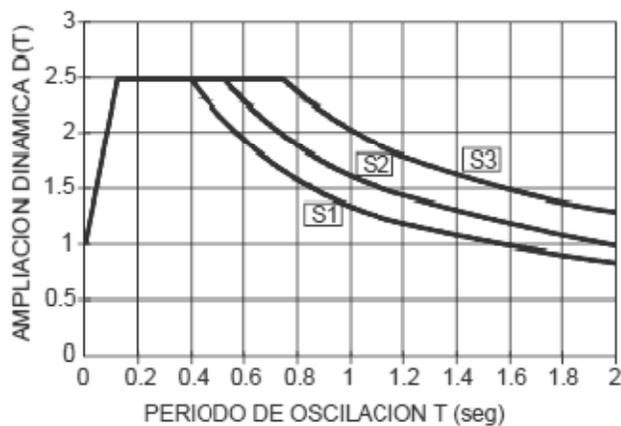
$D(T)$ Es la función de ampliación dinámica. Ver tabla XX.

Tabla XXI. Función de ampliación dinámica

Condición	Función de ampliación dinámica
$T < T_A$	$D(T) = 1 + 1.5 T / T_A$
$T_A < T < T_B$	$D(T) = 2.5$
$T > T_B$	$D(T) = 2.5 (T_B / T)^{0.67}$

Fuente: Normas AGIES NR-2:2000

Figura 12. Función de ampliación dinámica.



Fuente: Normas AGIES NR-2:2000

Factor de reducción de respuesta sísmica

Se utiliza para reducir la respuesta elástica, dependerá del sistema estructural que se trabaje en el diseño y se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$R = 1.2R_o \times Q$$

Donde:

R_o Es el factor genérico de reducción de respuesta sísmica, ver tabla XXI.

Q Es un factor de calidad sismo resistente.

Tabla XXII. Factor de reducción de respuesta sísmica

Tipo de estructura	C	Sistema vertical sismo resistente	Factor R_o
Sistema de cajón	E1	Con muros estructurales de:	
		Mampostería reforzada	2.50
		Concreto reforzado	3.50
		Mampostería sin refuerzo	1.00
		Mampostería reforzada interiormente	1.70
		Madera	4.00
		Marcos arriostrados	3.00
Sistema combinado de muros y marcos	E3	Muros de mampostería reforzada	3.50
		Muros de concreto reforzado	4.50
		Marcos arriostrados en lugar de muros	
		Arriostres ordinarios	3.50
		Arriostres excéntricos	4.00

Fuente: Normas AGIES NR-3:2001

Factor de calidad sismo resistente Q

Evalúa la reacción de la edificación. Es específico para cada proyecto en particular y para cada dirección de análisis. El valor de Q no debe ser menor a 0.80, si no cumple el proyecto debe modificarse para que llegue al valor mínimo, su valor numérico se integra mediante la siguiente ecuación:

$$Q = 1 + 0.01 \sum q_i$$

Los valores de q_i serán analizados en las tablas XIV, XV, XVI y XVII.

Distribución vertical de la fuerza de corte por piso

El cortante basal se distribuirá a lo alto de la estructura, tomando en cuenta para ello el peso de cada nivel y la posición en que se encuentra referente al nivel de piso, para ello se utiliza la siguiente fórmula:

$$F_j = C_{vj} \times V$$

Siendo:

$$C_{vj} = \frac{W_j \times h_j^k}{\sum_{i=1}^n (W_i \times h_i^k)}$$

Donde:

F_j Es el cortante del nivel j.

W_i Es el peso del nivel i.

h_i Es la altura en metros del nivel de piso al nivel i.

W_j Es el peso del nivel j.

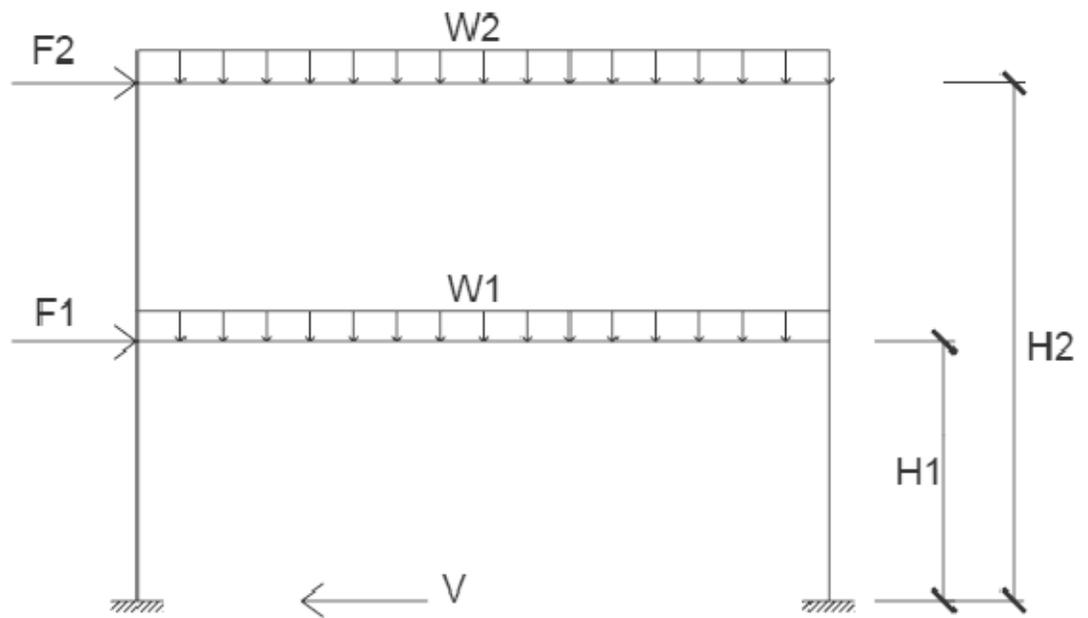
h_j Es la altura en metros del nivel de piso al nivel j.

K Depende del período de la estructura siendo

$k = 1$ Si el período $T \leq 0.50$

$k = 0.75 + 0.5 T$ Si el período $T > 0.50$

Figura 13. Distribución del corte basal.



2.2.20 Diseño de la escuela

2.2.20.1 Diseño de la losa del primer nivel en ambos sentido

Datos:

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acabados} = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$S_c = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CV losa 1, 2 y 3} = 250 \text{ kg/m}^2$$

Espesor de losa

$$t = \frac{p}{20} \text{ Ec. 1}$$

$$t = \frac{P}{180} \text{ Ec. 2}$$

Si la relación $m < 0.5$ use la Ec.1 si $m > 0.5$ use Ec. 2 donde $m=a/b$

Losa 1

$m=3.925/6 = 0.65$ trabaja en dos sentido, por lo tanto usamos Ec. 2

$$t = \frac{20}{180} = 0.11m$$

Losa 2

$m= 3.925/6 = 0.65$ trabaja en dos sentido, por lo tanto usamos Ec. 2

$$t = \frac{L}{20} = \frac{20}{180} = 0.11m$$

Losa 3

$m= 3.925/6 = 0.84$ trabaja en dos sentidos, por lo tanto usamos Ec. 2

$$t = \frac{20}{180} = 0.11m$$

Se tomará el espesor de losa mayor, en este caso son iguales entonces se tomara de 10 cm.

Integración de cargas:

$$CU = 1.2CM + 1.6CV$$

$$CM = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.1 \text{ m} = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$Sc = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$AC = \underline{30 \text{ kg/m}^2}$$

$$330 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 1.2 (330 \text{ kg/m}^2) + 1.6 (250 \text{ kg/m}^2) = 796 \text{ kg/m}^2 \text{ (losa 1)}$$

$$CU = 796 \text{ kg/m}^2 \text{ (losa 1)}$$

$$CU = 796 \text{ kg/m}^2 \text{ (losa 2)}$$

$$CU = 796 \text{ kg/m}^2 \text{ (losa 3)}$$

$$W1 = 796 \text{ kg/m}; \quad W2 = 796 \text{ kg/m} \quad W3 = 796 \text{ kg/m}$$

Cálculo de Momentos

Losa 1,3,4, y 6

$$\begin{aligned} M(+)_a &= Ca \times CM \times a^2 + Ca \times CV \times a^2 \\ &= 0.05 \times 1.2 \times 330 \times 4.53^2 + 0.062 \times 1.6 \times 250 \times 4.53^2 \\ &= 915.22 \text{ kg} - m \end{aligned}$$

$$M(-)_a = Ca \times CU \times a^2 = 0.085 \times 796 \times 4.53^2 = 1388.44 \text{ kg} - m$$

$$\begin{aligned} M(+)_b &= Cb \times CM \times b^2 + Cb \times CV \times b^2 \\ &= 0.009 \times 1.2 \times 330 \times 6^2 + 0.011 \times 1.6 \times 250 \times 6^2 \\ &= 286.70 \text{ kg} - m \end{aligned}$$

$$M(-)_b = Cb \times CU \times b^2 = 0.015 \times 796 \times 6^2 = 429.84 \text{ kg} - m$$

Para las losas 2 y 5

$$\begin{aligned}M(+)_a &= C_a \times C_M \times a^2 + C_a \times C_V \times a^2 \\ &= 0.044 \times 1.2 \times 330 \times 4.53^2 + 0.059 \times 1.6 \times 250 \times 4.53^2 \\ &= 841.80 \text{ kg} - m\end{aligned}$$

$$M(-)_a = C_a \times C_U \times a^2 = 0.074 \times 796 \times 4.53^2 = 1208.76 \text{ kg} - m$$

$$\begin{aligned}M(+)_b &= C_b \times C_M \times b^2 + C_b \times C_V \times b^2 \\ &= 0.009 \times 1.2 \times 330 \times 6^2 + 0.011 \times 1.6 \times 250 \times 6^2 \\ &= 286.70 \text{ kg} - m\end{aligned}$$

$$M(-)_b = C_b \times C_U \times b^2 = 0.024 \times 796 \times 6^2 = 687.74 \text{ kg} - m$$

Los valores de C_a , C_b , para el cálculo de cada uno de los momentos están dados por la relación $a/b=m$ y los valores los podemos encontrar en el libro de Arthur Nilson, Diseño de estructuras de Concreto, Duodécima edición del año 1999.

Balaceo de momentos en ambos sentido

Al momento de calcular el momento se verifica si cumple con la condición $0.8 (M_2) < M_1$, donde M_2 es el momento mayor y M_1 el momento menor, si no cumple se balacea por medio de rigideces.

Losas 1 y 2

$$M = \frac{1388.44 + 1208.76}{2} = 1298.60 \text{ kg} - m;$$

Losa 2 y 3

$$M = \frac{1208.76 + 1388.44}{2} = 1298.60 \text{ kg} - m;$$

Losa 4 y 5

$$M = \frac{1388.44 + 1208.76}{2} = 1298.60 \text{ kg} - m;$$

Losa 5 y 6

$$M = \frac{1208.76 + 1388.44}{2} = 1298.60 \text{ kg} - m;$$

Cálculo del Acero para la losa sentido Y

$$d = t - \text{recubrimiento} - \phi_{\text{var.}}/2 = 10 - 2 - 0.18 = 7.82 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.4 \times 14.1 \times b * d}{f_y} = \frac{0.4 \times 14.1 \times 100 * 7.82}{2810} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Ahora calculamos el momento que resiste el A_s mín.

$$M = 0.9 \times (A_s \times F_y \times \left(\frac{d - A_s \times f_y}{1.7 f'_c \times b} \right)) = 0.9(2.60 \times 2810 \left(\frac{7.82 - 1.56 \times 2810}{1.7 \times 210 \times 100} \right)) \\ = 633.59 \text{ kg} - m$$

Para encontrar el A_s que requiere el máximo momento de las losas en el sentido Y usamos una regla de tres simple.

$$1.56 \text{ cm}^2 \text{-----} 633.59 \text{ kg-m}$$

$$A_s \text{ -----} 687.74 \text{ kg-m}$$

$$A_s = 1.69 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero mínimo es menor al calculado con el momento máximo, entonces usamos el área de acero requerido que es $A_{req} = 3.04 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{A_v \times 100}{A_s} = \frac{0.71 \times 100}{1.69} = 42 \text{ cm} ; \text{ Se propuso usar varillas No. 3}$$

Verificando el espaciamiento con la siguiente condición $S=3d$

$$S=3(7.82)=23.46 \text{ entonces usamos } S= 20$$

Calculando el área de acero en el sentido X

$$1.56 \text{ cm}^2 \text{-----} 633.59 \text{ kg-m}$$

$$A_s \text{ -----} 1298.60 \text{ kg-m}$$

$$A_s = 3.19 \text{ cm}^2$$

Calculando espaciamiento

$$S = \frac{A_v \times 100}{A_s} = \frac{0.71 \times 100}{3.19} = 22.25 \text{ cm}$$

Se toma $S=20 \text{ cm}$

2.2.20.2 Diseño de la losa del segundo nivel.

En vista de que el cálculo para la losa del segundo nivel es exactamente lo mismo, únicamente se presentarán los refuerzos usados y el espaciamiento calculado.

Espesor de losa $t = 10$ cm

Sentido Y

$$1.56 \text{ cm}^2 \text{-----} 633.59 \text{ kg-m}$$

$$A_s \text{ -----} 687.44 \text{ kg-m}$$

$$A_s = 1.69 \text{ cm}^2$$

se propone usar varillas No. 3

$$S = \frac{Av \times 100}{A_s} = \frac{0.71 \times 100}{1.69} = 42. \text{ cm}$$

Verificando el espaciamiento con la siguiente condición $S=3d$

$$S=3(7.82)=23.46 \text{ entonces usamos } S= 20$$

Sentido X

$$1.56 \text{ cm}^2 \text{-----} 633.59 \text{ kg-m}$$

$$A_s \text{ -----} 974.895 \text{ kg-m}$$

$A_s = 2.40 \text{ cm}^2$ se propone usar varillas No. 3

$$S = \frac{Av \times 100}{A_s} = \frac{0.71 \times 100}{2.40} = 29.58 \text{ cm}$$

$S = 30$ cm

2.2.20.3 Análisis de una estructura de mampostería.

Para el análisis de la escuela existen varios métodos, los más conocidos son: “método realista” y el otro “método simplista”, el método a utilizar en este trabajo es el método simplista y a continuación una breve explicación de cómo funciona.

2.2.20.3.1 Análisis simplista

Para la elaboración del análisis simple se deben de tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Para la distribución de la fuerza lateral a cada muro se deben considerar únicamente los muros paralelos a la dirección en que ésta actúa, presentándose dos efectos sobre ellos los cuales son: uno de traslación en la misma dirección y otro de rotación respecto al centro de rigidez cuando no coincide con el centro de masa.
- Los muros tienden a experimentar ladeo paralelo al plano que contiene al muro, no se debe de considerar en el sentido contrario.
- Los muros generalmente actúan como miembros verticales que están sujetos a fuerzas horizontales en los niveles de piso.

2.2.20.3.2 Limitaciones del método simple

Como cualquier método siempre existen ventajas y limitaciones, por lo que este no es la excepción. Las limitaciones que presenta este método son las siguientes:

- Como se mencionó anteriormente únicamente se toman en cuenta los muros paralelos a la acción de la carga, despreciándose de esta manera la contribución a la resistencia de los muros perpendiculares.
- Supone rigidez mayor en el diafragma horizontal que la presentada por los muros de corte.
- Para las estructuras cuya relación altura – largo (h / d) en el sentido de la carga lateral sea mayor a 4.0 los esfuerzos entre juntas de muros son tan grandes que los resultados se alejan de la realidad.

2.2.20.4 Cálculo del centro de masa, centro de rigidez y cálculo del corte basal.

Datos:

$F'm = 25 \text{ kg/cm}^2$

$F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$

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

Alto total	6.00 m	Grosor muro	0.15 m
1er nivel	3 m	Peso unidad	15 kg
2do nivel	3 m	Espesor entre piso	0.10 m
Espesor losa	0.10 m	Sobrecarga	90 kg/m ²
Viva entrepiso	250 kg/m ²		
Viva terraza	100 kg/m ²		

Longitudes totales 1er nivel (m)

$$X = 18.14 \quad Y = 8$$

Distancias al centroide.

$$CMX = 9.07 \quad CMY = 4$$

Longitudes totales 2do nivel (m)

$$X = 18.14 \quad Y = 8$$

Distancias al centroide.

$$CMX = 9.07 \quad CMY = 4$$

Centro de masa de la losa del primer nivel.

$$CMx = \frac{18.14 \times 8 \times 9.07}{18.14 \times 8} = 9.07; \quad CM_y = \frac{18.14 \times 8 \times 4}{18.14 \times 8} = 4$$

Centro de masa de la losa del segundo nivel.

$$CMx = \frac{18.14 \times 8 \times 9.07}{18.14 \times 8} = 9.07; \quad CM_y = \frac{18.14 \times 8 \times 4}{18.14 \times 8} = 4$$

Peso de losa del primer nivel.

$$\begin{aligned} W_{losa} &= (W_{con} \times t_{losa} + CV + SC) \times a \times b \\ &= (2400 \times 0.10 + 90 + 250) \times 18.14 \times 8 = 84169.60kg \end{aligned}$$

Peso de losa del segundo nivel.

$$W_{losa} = (W_{con} \times t_{losa} + CV) \times a \times b = (2400 \times 0.10 + 100) \times 18.14 \times 8.0$$

$$= 49340.80 \text{ kg}$$

A continuación se presenta la identificación de cada muro y sus coordenadas cartesianas del primer nivel.

Tabla XXIII. Coordenadas de muros.

ID MURO	COORDENADAS C.M.		LONGITUD m
	X	Y	
1	1.235	0.000	2.495
2	3.755	0.000	2.420
3	7.085	0.000	2.495
4	9.605	0.000	2.420
5	12.935	0.000	2.495
6	15.455	0.000	2.420
7	1.235	7.850	2.495
8	4.243	7.850	3.495
9	7.085	7.850	2.495
10	10.093	7.850	3.495
11	12.935	7.850	2.495
12	15.943	7.850	3.495
13	0.000	1.963	3.925
14	0.000	5.888	3.925
15	5.850	1.963	3.925
16	5.850	5.888	3.925
17	11.700	1.963	3.925
18	11.700	5.888	3.925
19	17.550	1.963	3.925
20	17.550	5.888	3.925

ID MURO	COORDENADAS C.M.		LONGITUD m
	X	Y	
A	1.235	0.000	2.495
B	3.755	0.000	2.420
C	7.085	0.000	2.495
D	9.605	0.000	2.420
E	12.935	0.000	2.495
F	15.455	0.000	2.420
G	1.235	7.850	2.495
H	4.243	7.850	3.495
I	7.085	7.850	2.495
J	10.093	7.850	3.495
K	12.935	7.850	2.495
L	15.943	7.850	3.495
M	0.000	1.963	3.925
N	0.000	5.888	3.925
O	5.850	1.963	3.925
P	5.850	5.888	3.925
Q	11.700	1.963	3.925
R	11.700	5.888	3.925
S	17.550	1.963	3.925
T	17.550	5.888	3.925

Ahora que conocemos la identificación de cada muro procedemos a calcular la rigidez.

La rigidez se calcula para el sentido en que la carga esta afectando al muro, ya que en el otro sentido son los muros perpendiculares los que resisten la carga, a continuación se resumen las rigideces de los muros restantes.

$$K1 = \frac{E \times l \times t}{h \left(\left(\frac{h}{t} \right)^2 + 3 \right)} = \frac{750 \times 25 \times 2.495 \times 0.14}{3 \left(\left(\frac{3}{0.15} \right)^2 + 3 \right)} = 5.41$$

Rigideces en el sentido X

k1= 5.41	k2= 3.755	k3= 7.085
k4= 9.605	k5= 12.93	k6= 15.45
k7= 1.23	k8= 4.24	k9= 7.08
k10= 10.09	k11= 12.93	k12= 15.94

kA= 2.41	kB= 2.34	kC= 2.41
kD= 2.34	kE= 2.41	kF= 2.34
kG= 2.41	kH= 3.38	kI = 2.41
kJ= 3.38	kK= 2.41	kL= 3.38

Rigideces en el sentido Y

k13= 8.52	k14= 8.52	k15= 8.52
k16= 8.52	k17= 8.52	k18= 8.52
k19= 8.52	k20= 8.52	

kM= 3.80	kN= 3.80	kO= 3.80
kP= 3.80	kQ= 3.80	kR= 3.80
kS= 3.80	kT= 3.80	

Ahora procedemos a conocer el peso de cada muro dado en kilogramos.

$$W_{muro1} = 12.5 \times W_{mamposteria} \times h \times l = 12.5 \times 15 \times 3 \times 2.495 \\ = 1403.43 \text{ kg}$$

W1= 1403.43	W2= 1361.25	W3= 1403.43
W4= 1361.25	W5= 1403.43	W6= 1361.25
W7= 1403.43	W8= 1965.93	W9= 1403.43
W10= 1965.93	W11= 1403.43	W12= 1965.93
W13= 2207.81	W14= 2207.81	W15= 2207.81
W16= 2207.81	W17= 2207.81	W18= 2207.81
W19= 2207.81	W20= 2207.81	

Ya que tenemos el peso y la rigidez de cada muro procedemos a calcular el peso por su coordenada.

$$W_{muro1} \times X1 = 1403.43 \times 1.235 = 1733.23$$

En la siguiente tabla se muestra el resultado para los muros restantes.

Tabla XXIV. Peso del muro por su coordenada

	X	Y
1	1733.245313	0
2	5111.49375	0
3	9943.354688	0
4	13074.80625	0
5	18153.46406	0
6	21038.11875	0
7	1733.245313	11016.98438
8	8341.472813	15432.60938
9	9943.354688	11016.98438
10	19842.20719	15432.60938
11	18153.46406	11016.98438
12	31342.94156	15432.60938
13	0	4333.935938
14	0	12999.6
15	12915.70313	4333.935938
16	12915.70313	12999.6
17	25831.40625	4333.935938
18	25831.40625	12999.6
19	38747.10938	4333.935938
20	38747.10938	12999.6

	X	Y
A	1733.245313	0
B	5111.49375	0
C	9943.354688	0
D	13074.80625	0
E	18153.46406	0
F	21038.11875	0
G	1733.245313	11016.98438
H	8341.472813	15432.60938
I	9943.354688	11016.98438
J	19842.20719	15432.60938
K	18153.46406	11016.98438
L	31342.94156	15432.60938
M	0	4333.935938
N	0	12999.6
O	12915.70313	4333.935938
P	12915.70313	12999.6
Q	25831.40625	4333.935938
R	25831.40625	12999.6
S	38747.10938	4333.935938
T	38747.10938	12999.6

La sumatoria total es:

$$X = 313399.606 \quad Y = 148682.925$$

$$CM_x = \frac{\sum xi \times wi}{\sum wi} = \frac{313399.606}{36064.688} = 8.68 \quad CM_y = \frac{\sum yi \times wi}{\sum wi} = \frac{148682.92}{36064.688} = 4.12$$

Ahora combinamos el centro de masa de muros y de losa para obtener el verdadero centro de masa.

$$CM_x = \frac{\sum xi \times wi}{\sum wi} = \frac{9.07 \times 101584. + 8.68 \times 36064.68}{101584 + 36064.68} = 8.96$$

$$CM_y = \frac{\sum yi \times wi}{\sum wi} = \frac{4 \times 101584. + 4.12 \times 36064.68}{101584 + 36064.68} = 4.03$$

El siguiente paso es calcular el centro de rigidez y lo hacemos de la siguiente forma:

$$CR_x = \frac{\sum yi \times ki}{\sum ki}$$

Primero calcularemos la distancia al centroide por su rigidez, y lo resumimos en la siguiente tabla

$$y_a \times k_a = 5.417 \times 42.525 = 230.35$$

Tabla XXV. Centroide del muro por su rigidez.

CENTRO DE RIGIDEZ	
X	Y
0.000	0.000
0.000	0.000
0.000	0.000
0.00	0.000
0.000	0.000
0.000	0.000
42.525	0.000
59.569	0.000
42.525	0.000
59.569	0.000
42.525	0.000
59.569	0.000
0.000	0.000
0.000	0.000
0.000	49.854
0.000	49.854
0.000	99.708
0.000	99.708
0.000	149.561
0.000	149.561

$$CR_x = \frac{\sum y_i \times k_i}{\sum k_i} = \frac{306.28}{139.208} = 2.20$$

$$CR_y = \frac{\sum x_i \times k_i}{\sum k_i} = \frac{598.24}{139.208} = 4.29$$

Ya que se tiene el centro de masa y el centro de rigidez, calculamos la excentricidad real y la de diseño que vienen dadas por la siguiente ecuación.

$$e_{realx} = |CM_x - CR_x| = |8.97 - 2.20| = 6.77m$$

$$e_{realy} = |CM_y - CR_y| = |4.03 - 4.30| = 0.27m$$

$$e_{diseño}x = 1.5 \times e_{real}x + 0.05 \times lx = 1.5 \times 6.77 + 0.05 \times 18.14 = 11.06$$

$$e_{diseño}y = 1.5 \times e_{real}y + 0.05 \times ly = 1.5 \times 0.27 + 0.05 \times 8 = 0.80$$

Para obtener el centro de masa y el centro de rigidez del segundo nivel es exactamente el mismo procedimiento por lo que solo mostraremos los resultados que interesan los cuales son los centros de masa y rigidez y las excentricidades de diseño.

Centro de rigidez 1er nivel	X	Y
	2.20	4.29

Centro de masa 1er nivel	X	Y
	8.97	4.03

$$e_{diseño}x = 11.06$$

$$e_{diseño}y = 0.80$$

Centro de rigidez 2do nivel	X	Y
	4.29	2.2

Centro de masa 2do nivel	X	Y
	8.91	4.05

$$e_{diseño}x = 7.82$$

$$e_{diseño}y = 3.17$$

Luego de obtener las excentricidades y los centros de masa se procede a calcular el corte basal con base a las normas de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES, donde los parámetros que se necesitan se mencionaron con anterioridad.

$$Vb = Cs \times W$$

$$Cs = \frac{Sa(T)}{R}$$

$$Sa(T) = Ao \times D(T)$$

$$R = 1.2 \times Ro \times Q$$

$$Ro = 2.5 \text{ Caudro 1.1 AGIES NR - 3: 2001}$$

$$Ao = 0.4 \text{ Caudro 3.2 AGIES NR - 2: 2000}$$

$$T = 0.09 \times \frac{h}{\sqrt{l}} = 0.09 \times \frac{6}{\sqrt{18.14}} = 0.12$$

$$\text{Perfil del suelo S3 Seccion 3.3.3.3. AGIES NR - 2: 2000}$$

$$Ta = 0.12; Tb = 1 \text{ Caudro 3.4 AGIES NR - 2: 2000}$$

$$D(T) = 2.5 \text{ Caudro 3.3 AGIES NR - 2: 2000}$$

Nombre de la edificación <u>Instituto de la aldea Feria</u>					
Clasificación de la obra <u>Importante</u>					
Índice de sismicidad del sitio <u>5</u>					
Nivel de protección requerido <u>D</u> Asignado <u> </u>					
Perfil del suelo <u>S3</u>					
Aceleración máxima efectiva del terreno A_0 <u>0.4</u>					
Tipo de estructura <u>Tipo Cajón</u>					
Descripción de la estructura					
Número de pisos bajo el suelo <u>0</u> Sobre el suelo <u>2</u>					
Altura total bajo el suelo <u> </u> Sobre el suelo <u>6</u>					
Longitud $X_{máx}$ bajo el suelo <u> </u> Sobre el suelo <u>18.14</u>					
Longitud $Y_{máx}$ bajo el suelo <u> </u> Sobre el suelo <u>8</u>					
Configuración de la edificación	Dirección del análisis			Valores q_i referencia	
	X	Ambos	Y	mín.	Máx.
Redundancia estructural					
Número de tramos	$q_1 = \underline{2.5}$		$q_1 = \underline{2.5}$	-3	2.5
Número de ejes estructurales	$q_2 = \underline{2.5}$		$q_2 = \underline{2.5}$	-3	2.5
Presencia de muros o riostras	$q_3 = \underline{2.5}$		$q_3 = \underline{2.5}$	0	3.5
Configuración en planta					
Regularidad en planta		$q_4 = \underline{2.5}$		-3	2.5
Excentricidad en planta	$q_5 = \underline{1}$		$q_5 = \underline{1}$	-3	5
Configuración vertical					
Regularidad vertical	$q_6 = \underline{0}$		$q_6 = \underline{0}$	-12	0

La sumatoria de los q_i es 11

$$Q = 1 + 0.01 \sum q_i = 1 + 0.01 \times 11 = 1.11$$

$$Sa(T) = 0.4 \times 2.5 = 1.0$$

$$R = 1.2 \times 2.5 \times 1.11 = 3.33$$

$$Cs = \frac{1}{3.33} = 0.30$$

$$Vb = 0.30 \times 225230.975 = \mathbf{67,569.29 \text{ kg}}$$

Ahora el siguiente paso es distribuir el corte basal en los dos niveles, y se hace con la siguiente ecuación.

$$F_j = C_{vj} V_B \text{ (Ec. 2.8 AGIES NR - 3: 2001)}$$

$$C_{vj} = \frac{W_j h_j^k}{\sum_{i=1}^n (W_i h_i^k)} \text{ (Ec. 2.9 AGIES NR - 3: 2001)}$$

Donde:

F_j : es el cortante de cedencia en el nivel "j" de la edificación;

W_j : es el peso asignado al nivel "j" de la edificación;

h_j : es la altura en metros del nivel "j" sobre la base de la edificación;

$$F_1 = \frac{137648.68 \times 3 \times 67569.29}{(137648.68 \times 3 + 225230.97 \times 6)} = 15814.75 \text{ kg}$$

$$F_2 = \frac{225230.97 \times 6 \times 67569.29}{(137648.68 \times 3 + 225230.97 \times 6)} = 51754.53 \text{ kg}$$

En base a las normas del AGIES se debe calcular las derivas máximas permisibles y en función del nivel de protección de la estructura usamos la siguiente ecuación.

$$\Delta = 0.012 \times (h_i - h_{i-1}) \text{ Sección 9.4.3. AGIES NR - 2: 2000}$$

$$\Delta_1 = 0.012 \times (6 - 3) \times 1000 = 36 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 = 0.012 \times (6 - 3) \times 1000 = 36 \text{ mm}$$

$$\Delta_{total} = 0.012 \times (6) \times 1000 = 72 \text{ mm}$$

Ahora como siguiente paso procedemos a calcular el corte en cada muro, para ello necesitamos conocer la distancia al centro de rigidez y el momento polar de inercia.

Distancia al centro de rigidez.

$$\text{muro 1 } x_k = y_k - Y = 4.297 - 0 = 4.297$$

$$\text{muro 13 } y_k = x_k - X = 2.20 - 0 = 2.20$$

Momento polar de inercia.

$$\text{muro 1 } J_{px} = k_x \times (x_k)^2 = 5.417 \times (4.297)^2 = 100.02$$

$$\text{muro 13 } J_{py} = k_y \times (y_k)^2 = 8.52 \times (2.20)^2 = 41.23$$

Tabla XXVI. Momento polar de inercia

		X	Jpx			Y	Jpy
Muro	1	4.297	100.047	Muro	13	2.200	41.253
	2	4.297	97.040		14	2.2001	41.253
	3	4.297	100.047		15	-3.649	113.523
	4	4.297	97.040		16	-3.649	113.523
	5	4.297	100.047		17	-9.499	769.083
	6	4.297	97.040		18	-9.499	769.083
	7	-3.552	68.365		19	-15.349	2007.933
	8	-3.552	95.766		20	-15.349	2007.933
	9	-3.552	68.365				
	10	-3.552	95.766				
	11	-3.552	68.365				
	12	-3.552	95.766				

$$muro\ 1\ CLx = \frac{k_x \times (F1 + F2)}{\sum k_x} = \frac{5.417 \times (15814.75 + 51754.53)}{139.20} = 2629.47\ kg$$

$$muro\ 13\ CLy = \frac{k_y \times (F1 + F2)}{\sum k_y} = \frac{8.52 \times (15814.75 + 51754.53)}{139.2} = 4135.70\ kg$$

Carga por torsión

$$muro\ 1\ Ctx = \frac{[e_x(F1 + F2) + 0.3e_x(F1 + F2)]k_x x_k}{\sum Jp}$$

$$= \frac{[11.06(15814.75 + 51754.53) + 0.3 \times 11.06(15814.75 + 51754.53)]5.417 \times (4.297)}{6947.25}$$

$$= 3255\ kg$$

$$muro\ 13\ Cty = \frac{[e_y(F1 + F2) + 0.3e_y(F1 + F2)]k_y x_y}{\sum Jp}$$

$$= \frac{[0.80(15814.75 + 51754.53) + 0.3 \times 0.80(15814.75 + 51754.53)]8.52 \times (2.20)}{6947.25}$$

$$= 189.59\ kg$$

Carga total

$$C_{total} = CL + Ct$$

$$\text{muro 1 } C_{total} = 6037.3 + (3018.2) = 6037.3 \text{ kg}$$

$$\text{muro 13 } C_{total} = 8573.7 + (2025.0) = 6548.7 \text{ kg}$$

Tabla XXVII. Carga lateral, torsión y carga total

	ID	C. lateral	C. torsión	C total
		X (kg)	X (kg)	X (kg)
Muro sentido X	1	6037.3	3018.2	6037.3
	2	4751.3	2375.3	4751.3
	3	6037.3	3018.2	6037.3
	4	4751.3	2375.3	4751.3
	5	6037.3	3018.2	6037.3
	6	4751.3	2375.3	4751.3
	7	6037.3	-2629.5	6037.3
	8	6037.3	-2629.5	6037.3
	9	6037.3	-2629.5	6037.3
	10	6037.3	-2629.5	6037.3
	11	6037.3	-2629.5	6037.3
	12	6037.3	-2629.5	6037.3

	ID	C. lateral	C. torsión	C total
		Y (kg)	Y (kg)	Y (kg)
Muro sentido Y	13	8573.7	2025.0	6548.7
	14	8573.7	2025.0	6548.7
	15	8573.7	-3449.8	6548.7
	16	8573.7	-3449.8	6548.7
	17	8573.7	-8924.6	6548.7
	18	8573.7	-8924.6	6548.7
	19	8573.7	-14399.5	6548.7
	20	8573.7	-14399.5	6548.7

Ya que conocemos la carga total en cada muro podemos calcular el momento que actúa en cada muro y la deriva de los muros para ver si cumplen con las derivas máximas permitidas.

$$\text{muro 1} \quad M_x = C_{total} \times h = 6037.3 \times 3 = 18111.9 \text{ kg} - m$$

$$\text{muro 13} \quad M_y = C_{total} \times h = 6548.7 \times 3 = 19646.1 \text{ kg} - m$$

Deriva de muro

$$\Delta_x = \frac{1.2Ct \times h}{0.4 \times 750f'm \times t \times l} + \frac{Ct \times h^3}{3 \times 750f'm \times \frac{t \times l^3}{12}}$$

Muro 1

$$\Delta_x = \left[\frac{1.2 \times 6037.3 \times 3}{0.4 \times 750 \times 25 \times 100^2 \times 0.15 \times 2.5} + \frac{6037.3 \times 3^3}{3 \times 750 \times 25 \times 100^2 \times \frac{0.15 \times 2.5^3}{12}} \right]$$

$$= 1.527 \text{ m}$$

Muro 13

$$\Delta_x = \left[\frac{1.2 \times 6037.3 \times 3}{0.4 \times 750 \times 25 \times 100^2 \times 0.15 \times 3.93} + \frac{6037.3 \times 3^3}{3 \times 750 \times 25 \times 100^2 \times \frac{0.15 \times 3.93^3}{12}} \right]$$

$$= 0.982 \text{ mm}$$

Deriva máxima del primer nivel

$$\Delta_1 = 36 \text{ mm}$$

Como la deriva de ambos muros es menor a la deriva máxima permitida el cálculo esta bien y en la siguiente tabla se resumen los muros restantes.

Tabla XXVIII. Momento y deriva de muros

		MOMENTO	DERIVA
		X (kg-m)	X (mm)
Muro sentido X	1	18111.9	1.527
	2	14253.9	2.052
	3	18111.9	1.527
	4	14253.9	2.052
	5	18111.9	1.527
	6	14253.9	2.052
	7	18111.9	1.527
	8	18111.9	1.527
	9	18111.9	1.527
	10	18111.9	1.527
	11	18111.9	1.527
	12	18111.9	1.527

		MOMENTO	DERIVA
		Y (kg-m)	Y (mm)
Muro sentido Y	13	19646.1	0.982
	14	19646.1	0.982
	15	19646.1	0.982
	16	19646.1	0.982
	17	19646.1	0.982
	18	19646.1	0.982
	19	19646.1	0.982
	20	19646.1	0.982

$$K = \frac{3 - \sqrt{9 - \frac{24 \times M}{t \times (h \times 100)^2 \times Fb}}}{2}$$

$$Fb = 1.6f'm \times \frac{4}{3} \times \frac{1}{3} = 1.6 \times 25 \times \frac{4}{3} \times \frac{1}{3} = 17.78$$

$$\text{muro 1 } K = \frac{3 - \sqrt{9 - \frac{24 \times 18111.9 \times 100}{0.15 \times 100(3 \times 100)^2 \times 17.78}}}{2} = 0.495$$

$$\text{muro 13 } K = \frac{3 - \sqrt{9 - \frac{24 \times 19646.1 \times 100}{0.15 \times 100(3 \times 100)^2 \times 17.78}}}{2} = 0.556$$

$$j = 1 - \frac{K}{3}$$

$$\text{muro 1 } j = 1 - \frac{0.2}{3} = 0.06$$

$$\text{muro 13 } j = 1 - \frac{0.23}{3} = 0.076$$

$$Fs = \frac{1}{2}fy$$

$$Fs = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times fy \quad \text{si no se cuenta con la supervisión adecuada}$$

En este trabajo se tomó la decisión de elegir la segunda, ya que es una aldea probablemente no exista una supervisión adecuada.

$$Fs = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times fy = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 2810 = 468 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho v = \frac{M \times 100}{(t \times 100)(h \times 100)^2 \times Fs \times j} \geq 0.0007$$

$$\rho h = \frac{M \times 100}{(t \times 100)(h \times 100)^2 \times Fs \times j} \geq 0.0015$$

$$\text{muro 1 } \rho v = \frac{18111.9 \times 100}{(0.15 \times 100)(3 \times 100)^2 \times 468 \times 0.90} = 0.00004 \geq 0.007 \text{ ok}$$

$$\text{muro 13 } \rho v = \frac{19646.1 \times 100}{(0.15 \times 100)(3 \times 100)^2 \times 468 \times 0.82} = 0.005 \geq 0.007 \text{ ok}$$

$$\text{muro 1 } \rho v = \frac{18111.9 \times 100}{(0.15 \times 100)(3 \times 100)^2 \times 700 \times 0.96} = 0.00004 \geq 0.0015 \text{ ok}$$

$$\text{muro 13 } \rho v = \frac{19646.1 \times 100}{(0.15 \times 100)(3 \times 100)^2 \times 700 \times 0.82} = 0.005 \geq 0.0015 \text{ ok}$$

Tabla XXIX. Cuantía de acero vertical y horizontal

		VALOR DE K	VALOR DE j	VALOR DE ρ VERTICAL	VALOR DE ρ HORIZONTAL
Muros sentido X	1	0.495	0.835	0.0047	0.0015
	2	0.477	0.841	0.0045	0.0015
	3	0.495	0.835	0.0047	0.0015
	4	0.477	0.841	0.0045	0.0015
	5	0.495	0.835	0.0047	0.0015
	6	0.477	0.841	0.0045	0.0015
	7	0.460	0.847	0.0044	0.0015
	8	0.457	0.848	0.0043	0.0015
	9	0.460	0.847	0.0044	0.0015
	10	0.457	0.848	0.0043	0.0015
	11	0.460	0.847	0.0044	0.0015
	12	0.457	0.848	0.0043	0.0015

		VALOR DE K	VALOR DE j	VALOR DE ρ VERTICAL	VALOR DE ρ HORIZONTAL
Muros sentido Y	13	0.556	0.815	0.0053	0.0015
	14	0.556	0.815	0.0053	0.0015
	14	0.556	0.815	0.0053	0.0015
	15	0.556	0.815	0.0053	0.0015
	16	0.556	0.815	0.0053	0.0015
	17	0.556	0.815	0.0053	0.0015
	18	0.556	0.815	0.0053	0.0015
	19	0.556	0.815	0.0053	0.0015
	20	0.556	0.815	0.0053	0.0015

En las tablas anteriores se muestra los valores de las cuantías de acero que requieren los muros tanto en sentido vertical como en sentido horizontal, y como ya tenemos la cuantía de acero podemos conocer el área de acero que necesita cada muro tanto verticalmente como horizontalmente, al conocer el área de acero que requiere cada muro la podemos distribuir en columnas para el área vertical y en soleras para el área horizontal.

Área de acero vertical $As = \rho_v \times t \times L$

Área de acero horizontal $As = \rho_h \times h_i \times t$

Área de acero vertical

muro 1 $As = 0.0047 \times (0.14 \times 100) \times (2.495 \times 100) = 15.065 \text{ cm}^2$

muro 13 $As = 0.0007 \times (0.14 \times 100) \times (3.925 \times 100) = 21.559 \text{ cm}^2$

Área de acero horizontal

muro 1 $As = 0.0015 \times (0.14 \times 100) \times (3 \times 100) = 6.30 \text{ cm}^2$

muro 13 $As = 0.0071 \times (0.14 \times 100) \times (3 \times 100) = 6.30 \text{ cm}^2$

Tabla XXX. Distribución de As primer nivel, horizontal y vertical

		As HORIZONTAL	As VERTICAL
Muros sentido X	1	6.300	15.065
	2	6.300	9.029
	3	6.300	15.065
	4	6.300	9.029
	5	6.300	15.065
	6	6.300	9.029
	7	6.300	15.065
	8	6.300	15.065
	9	6.300	15.065
	10	6.300	15.065
	11	6.300	15.065
	12	6.300	15.065

		As HORIZONTAL	As VERTICAL
Muros sentido Y	13	6.300	21.559
	14	6.300	21.559
	15	6.300	21.559
	16	6.300	21.559
	17	6.300	21.559
	18	6.300	21.559
	19	6.300	21.559
	20	6.300	21.559

Ya que conocemos el área de acero de cada muro del primer nivel, calculamos el área de acero para cada muro del segundo nivel, ya que el procedimiento es el mismo solo se presentarán los resultados en el siguiente resumen.

Tabla XXXI. Distribución de As segundo nivel, horizontal y vertical

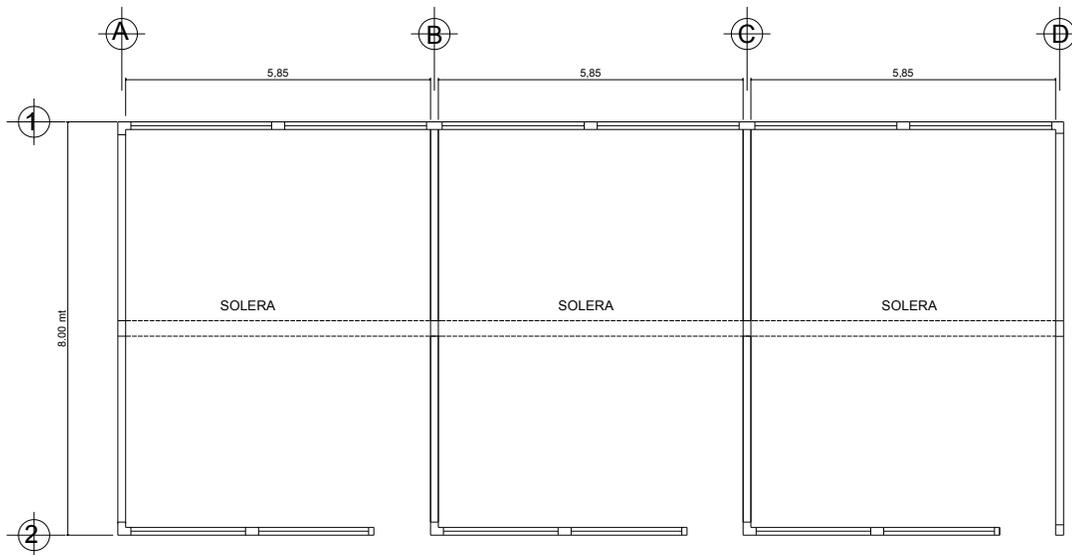
		As HORIZONTAL	As VERTICAL
Muros sentido X	A	6.300	10.079
	B	6.300	7.773
	C	6.300	10.079
	D	6.300	7.773
	E	6.300	10.079
	F	6.300	7.773
	G	6.300	13.779
	H	6.300	13.779
	I	6.300	13.779
	J	6.300	13.779
	K	6.300	13.779
	L	6.300	13.779

		As HORIZONTAL	As VERTICAL
Muros sentido Y	M	6.300	17.714
	N	6.300	17.714
	O	6.300	17.714
	P	6.300	17.714
	Q	6.300	17.714
	R	6.300	17.714
	S	6.300	17.714
	T	6.300	17.714

Para ver la distribución que se realizó del área de acero en soleras y columnas ver los planos constructivos en el anexo.

2.2.20.5 Diseño de solera.

Figura 14. Distribución de áreas de losas para solera



Área de losas (m²):

$$\text{LOSA 1} = 23.4$$

Como todas las losas tienen las mismas dimensiones entonces las demás son de 23.40 (m²).

Área de losas distribuidas que le llegan a las soleras (m²):

$$V1 = 15.40$$

$$V2 = 4.00$$

Primer nivel

$$\text{Carga muerta } CM = \gamma_c \times t_{\text{losa}} + \text{sobre carga} = 2400 \times 0.15 + 90 = 450 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Carga viva } CV = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Segundo nivel

$$\text{Carga muerta } CM = \gamma_c \times t_{losa} + \text{sobre carga} = 2400 \times 0.10 + 60 = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Carga viva } CV = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Primer nivel

$$\text{Carga muerta distribuida solera 1 } WM = \frac{CM \times A}{l} = \frac{450 \times 15.40}{5.85} = 1184.6 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga viva distribuida solera 1 } WV = \frac{CV \times A}{l} = \frac{200 \times 15.40}{5.85} = 526.5 \text{ kg/m}$$

Carga muerta distribuida (kg/m)

$$V1 = 1184.60$$

$$V2 = 225.00$$

Carga viva distribuida (kg/m)

$$V1 = 526.50$$

$$V2 = 100.00$$

Peso propio = 288 kg/m

Solera 1

$$\text{Carga última} = 1.2Cm + 1.6Cv$$

$$\text{Carga última} = 2264.00$$

$$\text{Carga mayorada} = (WM + P.P. + S.C) \text{ (kg/m)}$$

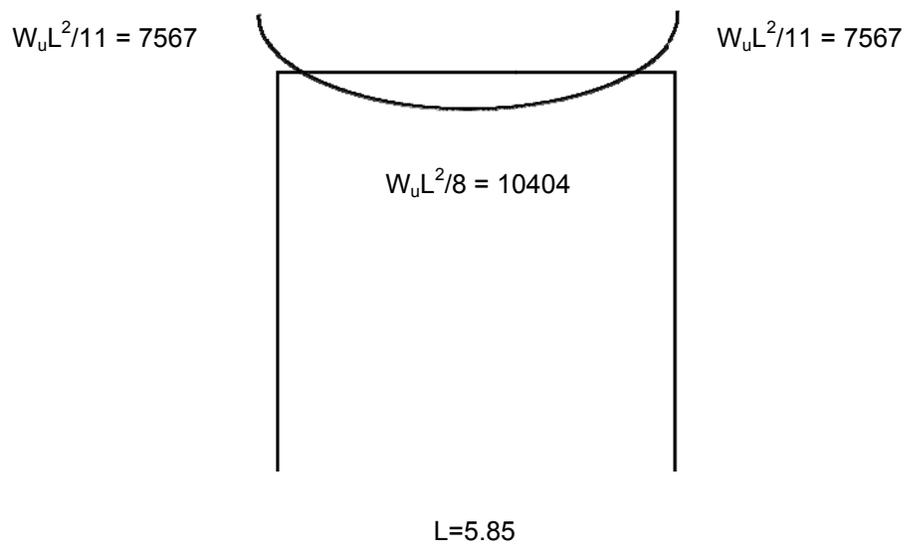
$$\text{Carga mayorada} = 2311.92$$

Solera 2

$$\text{Carga mayorada} = 778.00 \text{ kg/m}$$

Conociendo la carga distribuida para cada solera se realiza el análisis estructural para la más crítica, por el método de 3 del ACI-318S 8.3.3; el cual no se detallara únicamente se mostrarán los resultados obtenidos.

Figura 15. Diagrama de momentos en solera



Momentos para cada solera

Momento negativo $M = 7567$ kg-m

Momento positivo $M = 10404$ kg-m

Ya que se tiene el análisis procedemos al diseño de las soleras, en este caso para que se más práctico, se tomará la solera de mayor luz ya que es la más crítica en el diseño y tomaremos los datos de esta para las demás.

Pre dimensionamiento de solera

1er. nivel

$b = 25.00$ cm

$d = 40.00$ cm

2do. nivel

$b = 20.00$ cm

$d = 28.00$ cm

Área de acero

$$As_{\text{mín}} = \frac{14.1}{f_y} \times b \times d = \frac{14.1}{2810} \times 25 \times 34 = 4.27 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{bal} = 0.85\beta \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6090}{f_y + 6090} \right) = 0.85 \times 0.85 \frac{210}{2810} \left(\frac{6090}{2810 + 6090} \right) = 0.0369$$

$$As_{\text{máx}} = \rho_{bal} \times b \times d = 0.0369 \times 25 \times 34 = 31.40 \text{ cm}^2$$

Los momentos de la solera 1 son:

1er. nivel

$$M (-)1 = 7567 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M (+) = 10404 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M (-)2 = 7567 \text{ kg} - \text{m}$$

$$As = \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M \times b}{0.003825 f'_c}} \right) \frac{0.85 f'_c}{f_y}$$

$$As = \left(25 \times 34 - \sqrt{(25 \times 34)^2 - \frac{7567 \times 25}{0.003825 \times 210}} \right) \frac{0.85 \times 210}{2810} = 10.80 \text{ cm}^2$$

Soleras

Primer nivel (cm²)

$$As (-) = 10.80$$

$$As (+) = 13.88$$

$$As (-) = 10.80$$

El armado que se propone es el siguiente:

As 1= 10.88 cm²

Cama superior	As mín	4.27		
	33% As	3.29	3.96	2 #4
			1.42	2 #3
	tensión	5.5	5.70	2 #5

As += 13.88 cm²

Cama inferior	As mín	4.27		
	50% As+	6.94	5.70	2 #5
	50% As-	3.46	1.42	2 #3
	tensión	6.76	5.70	2 #5

El armado que se propuso es para las soleras internas, para las soleras exteriores y las del segundo nivel el área de acero es cubierta por el refuerzo que se coloca corrido, ver anexos.

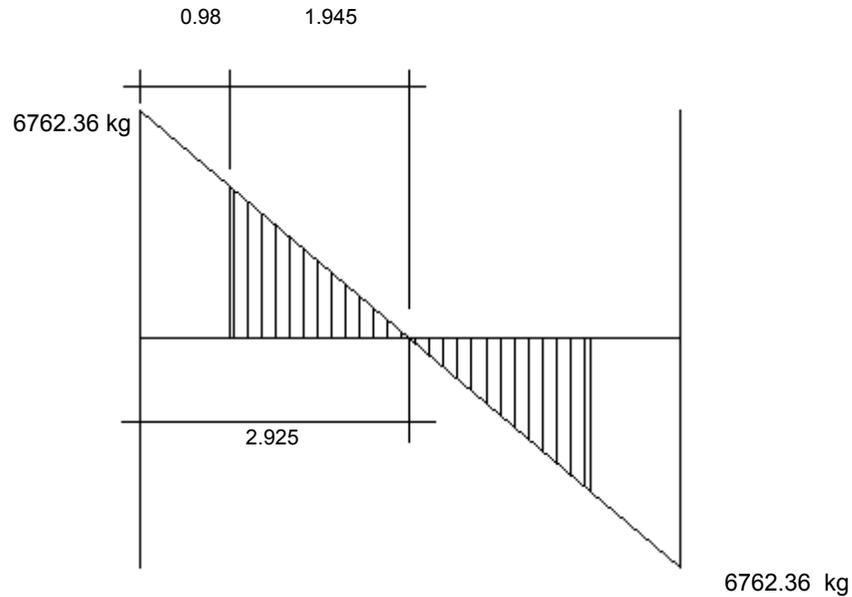
Ya que se conoce el área de acero que resistirá la flexión, debemos calcular el acero necesario para contrarrestar el cortante que actúa en la solera.

$$V_{cu} = \phi 0.53 (\sqrt{f'c}) bd = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 34 = 5549.11 \text{ kg}$$

$$V_{actuante} = 6762.36 \text{ kg}$$

$$V_s = V_{actuante} - V_{cu} = 6762.36 - 5549.11 = 1213.25 \text{ k}$$

Figura 16. Diagrama de corte en solera



Espaciamiento:

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V} = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 2810 \cdot 34}{1213.225} = 111.82 \text{ cm}$$

El espaciamento obtenido es mayor a $d/2$ entonces será de $d/2 = 17 \text{ cm}$, se deja con un espaciamento de 20 cm, ver planos constructivos en anexos.

2.2.20.6 Diseño de la cimentación.

En el diseño de cimentación se realizó un estudio de suelo para el cual se hizo un ensayo tri-axial (ver hoja de resultados en anexo), con este resultado podemos calcular el valor soporte del suelo de la siguiente manera:

2.2.20.6.1 Diseño del cimiento corrido.

t cimiento	30.00	cm
CM	2352.00	kg/m
CV	1565.00	kg/m
qu	58000.00	kg/m ²
df	1.00	m
f'c	210.00	kg/cm ³
fy	2810.00	kg/cm ³
γs	1600.00	kg/m ³

La carga muerta y la viva es el peso del muro y lo que le trasmite la losa al muro de ambos niveles.

$$q_e = q_u - \gamma_c \times t - \gamma_s \times D_f = 58000.00 - 2400.00 \times 0.30 - 1600.00 \times 1.00 = 55680.00 \text{ kg/m}^2$$

$$b = \frac{CM + CV}{q_e} = \frac{2352.00 + 1565.00}{55680.00} = 0.07 \text{ m} = 7 \text{ cm}$$

$$P_a = \frac{1.2CM + 1.6CV}{b} = \frac{1.2 \times 2352.00 + 1.6 \times 1565}{0.07} = 76091.40 \text{ kg/m}^2$$

$$V_u = P_a \left(\frac{b}{2} - d - \frac{d'}{2} \right) = 76091.40 \left(\frac{0.07}{2} - 0.30 - \frac{0.15}{2} \right) = -25871.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$d = \frac{V_u}{\phi 2 \sqrt{f'c} b} = \frac{-25871}{0.90 \times 2 \sqrt{210} \times 7} = -2.83 \text{ cm}$$

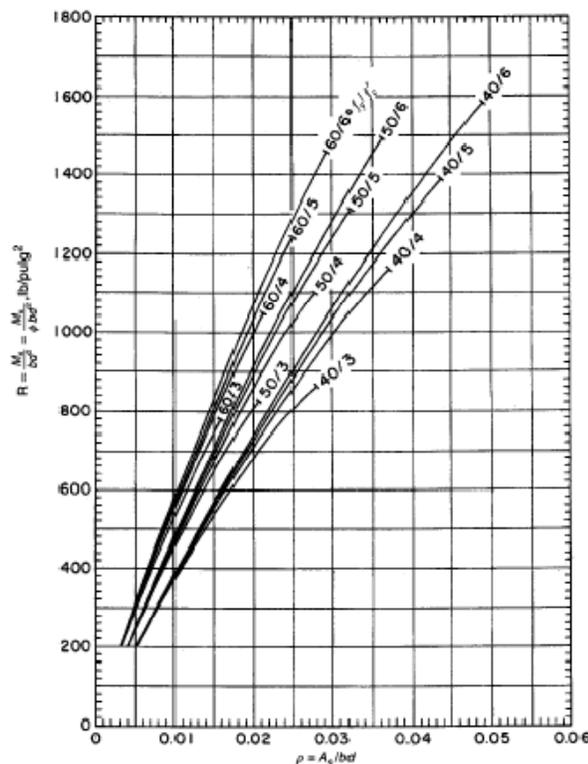
$$M_u = \frac{1}{8} \times P_a (b - d)^2 = \frac{1}{8} \times 76091.40 (0.07 - 0.15)^2 = 60.87 \text{ kg} - \text{m}$$

Todos los valores presentados, muestran resultados irreales; esto se debe al comportamiento del suelo, el cual tiene una capacidad grande. Tomaremos en cuenta valores propuestos que afectan a la estructura:

Mu = 5326.4 kg-m	461340.80 lb-plg
d = 40.00 cm	15.75 plg
b = 100.00 cm	39.37 plg
c = 15.00 cm	5.12 plg

Para calcular el área de acero que requiere el cimiento se usa el siguiente gráfico, para poder utilizar el gráfico las unidades deben estar en el sistema inglés de medidas (lb-plg) y necesitamos la relación $M_u/\Phi b d^2$ donde se toma una base unitaria de 100cm.

Figura 17. Capacidad de momento de secciones rectangulares



Fuente: Diseño de estructuras de concreto, Arthur Nilson

$$\frac{Mu}{\phi bc^2} = \frac{461340.80}{0.9 \times 39.37 \times 5.12^2} = 496.68 \text{ lb/plg}^2$$

$$\rho = 0.007 = \frac{As}{bd}$$

$$As = \rho bd = 0.007 \times 100 \times 15 = 10.5 \text{ cm}^2$$

Se colocaran varillas No. 3 @ 0.20 m las cuales proporcionan un área de acero de 9.90 cm², (ver planos constructivos en anexos).

Para el área de acero longitudinal se colocara el área de acero mínimo.

$$\rho_{\text{mín}} = 0.002$$

$$As_{\text{mín}} = 0.002 \times 40 \times 15 = 4.2 \text{ cm}^2$$

Se propone colocar 4 varillas No.4 las cuales proporcionan un área de acero de 5.08 cm², (ver planos constructivos en anexos).

2.2.20.7 Elaboración de planos

Los planos constructivos para el diseño de la escuela de educación se presentan en el apéndice, y están conformados por:

- Planos de estructuras, acabados y detalles

2.2.21 Elaboración de presupuesto

El presupuesto se elaboró a base de precios unitarios, sin aplicar costos indirectos quedando a criterio de la Municipalidad. Los precios de los materiales se obtuvieron mediante cotizaciones en centros de distribución de la región.

Tabla XXXII. Presupuesto
Diseño de Escuela aldea Chaurax-abaj, Santa María Chiquimula
Departamento de Totonicapán

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO	
				(en Quetzales)	(en Dolares)
1- PRELIMINARES					
LIMPIA Y CHAPEO	69.00	ML	163.43	Q 11.277.00	\$ 1409.6250
Sub Total				Q 11.277.00	\$ 1409.6250
2- ZAPATAS					
ZAPATA TIPO UNO	12.00	UND	770.15	Q 9.241.80	\$ 1155.2250
Sub Total				Q 9.241.80	\$ 1155.2250
3- CIMIENTO CORRIDO					
CONSTRUCCION DE CIMIENTO	69.00	ML	688.40	Q 47.499.60	\$ 5937.4500
Sub Total				Q 47.499.60	\$ 5937.4500
4- COLUMNAS					
COLUMNA TIPO 1	18.00	UND	1.628.60	Q 29.314.80	\$ 3664.3500
COLUMNA TIPO 2	18.00	UND	1.407.90	Q 25.342.20	\$ 3167.7750
COLUMNA TIPO 3	6.00	UND	949.58	Q 5.697.48	\$ 712.1850
Sub Total				Q 60.354.48	\$ 7544.3100
5- MOCHETAS					
MOCHETAS	67.00	ML	98.03	Q 6.568.01	\$ 821.0013
Sub Total				Q 6.568.01	\$ 821.0013
6- SOLERAS					
SOLERA 0.15X0.20	205.00	ML	130.00	Q 26.650.00	\$ 3331.2500
Sub Total				Q 26.650.00	\$ 3331.2500
7- MUROS					
LEVANTADO DE MURO	180.00	M2	128.89	Q 23.200.38	\$ 2900.0475
Sub Total				Q 23.200.38	\$ 2900.0475
8- VIGAS					
VIGA TIPO 1	36.30	ML	587.66	Q 21.332.06	\$ 2666.5073
VIGA TIPO 2	75.00	ML	561.30	Q 42.097.50	\$ 5262.1875
Sub Total				Q 63.429.56	\$ 7928.6948
9- LOSA					
LOSA	360.00	M2	509.30	Q 183.348.00	\$ 22918.5000
Sub Total				Q 183.348.00	\$ 22918.5000
10- ELECTRICIDAD					
INSTALACION ELECTRICA	1.000	UND	15.563.40	Q 15.563.40	\$ 1945.4250
Sub Total				Q 15.563.40	\$ 1945.4250
11- PUERTAS Y VENTANAS					
ELAVORACION DE PUERTAS Y VENTANAS	1.00	ML	24.700.00	Q 24.700.00	\$ 3087.5000
Sub Total				Q 24.700.00	\$ 3087.5000
12- PISO DE CONCRETO					
ELAVORACION DE PISO	360.00	ML	137.80	Q 49.608.00	\$ 6201.0000
Sub Total				Q 49.608.00	\$ 6201.0000
13- GRADAS					
GRADAS	1.00	ML	9.434.12	Q 9.434.12	\$ 1179.2649
Sub Total				Q 9.434.12	\$ 1179.2649
14- AGUAS PLUVIALES					
INSTALACION DE TUBERIA	1.00	UN	9.773.19	Q 9.773.19	\$ 1221.6487
Sub Total				Q 9.773.19	\$ 1221.6487
15- LIMPIESA					
LIMPIESA	1.00	UN	600.00	Q 600.00	\$ 75.0000
Sub Total				Q 600.00	\$ 75.0000
TOTAL DEL PROYECTO				Q 541.247.54	\$ 67655.9420

NOTA: El cambio con fecha 9/9/09 de 1\$=8 quetzales.

CONCLUSIONES

1. La implementación del proyecto para el nuevo sistema de abastecimiento de agua potable será de gran beneficio para toda la población del caserío de Tasabalquej del municipio de Santa María Chiquimula, dando como resultado el abastecimiento de agua potable a un total de 56 viviendas (392 habitantes) actuales, el costo unitario del proyecto será de Q 112.00 metro/lineal.
2. El alcance del proyecto es de 21,111.00 kilómetros, 13787.00 kilómetros de línea de conducción y el cual se esta comprendida en 11929 metros con un diámetro de 3" y 2379.48 metros con diámetro de 2", en la red de distribución consta de 7324 metros.
3. Con la construcción del edificio escolar se estarán beneficiando a un total de 192 estudiantes, ya que el costo unitario del proyecto es de Q 2700.00 metro/cuadrado y con ello lograr cubrir la necesidad de la comunidad.
4. Tomar en cuenta las medidas de prevención y mitigación durante el desarrollo de las diferentes etapas del proyecto, para minimizar la vulnerabilidad del sistema y garantizar su funcionalidad por medio de una rápida respuesta ante los desastres naturales.
5. El autofinanciamiento del sistema por medio del cobro de tarifas por consumo de agua potable es de beneficio para todos, ya que la sociedad o la comunidad le darán el mantenimiento adecuado al sistema de agua potable.

RECOMENDACIONES

1. Para la conservación de las fuentes es necesario que la comunidad realice una protección a la misma, contra el ingreso de personas y animales; prohibiendo la agricultura y el pastizaje en su cercanía.
2. El sistema de introducción de agua potable será exclusivamente para uso domiciliario, y que no se permitirá el uso de la misma para fines agrícolas.
3. Se deberá implementar un programa de capacitación, dirigido a miembros del comité del agua, fontaneros y ayudantes; con respecto al uso, operación y mantenimiento de los diferentes elementos del sistema de agua, construir el edificio escolar de acuerdo a los detalles, dimensiones y especificaciones ya que la educación es la base del desarrollo de una sociedad.
4. Los presupuestos son referencias, ya que estos están sujetos a cambios, debido principalmente a la situación económica en la que este viviendo el país, y esto implica la revisión y la actualización del costo de los precios unitarios de ambos proyectos, para no tener problemas al momento de ejecutarlos.

BIBLIOGRAFÍA

- 1 Alfaro Véliz, Luis Gregorio. Planificación y diseño de la red de agua potable para la aldea Los Cerritos, del municipio de Sansare, El Progreso. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, 2000.
- 2 Baján Hernández William Eduardo. Diseño del sistema de agua potable para la aldea Panimache, municipio de San Pedro Yepocapa, Chimaltenango. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad De Ingeniería, 2003.
- 3 Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. “Normas Estructurales de diseño Recomendadas para la república de Guatemala, Tomo NR2, NR3, NR9.” Guatemala 2000, 2001.
- 4 Nilson Arthur H. “Diseño de Estructuras de Concreto” duodécima edición Editorial Mc Graw Hill, 1999.
- 5 American Concrete Institute. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318 SR-05). Estados Unidos 2005

APÉNDICE

Figura 18. Ensayo de compresión triaxial



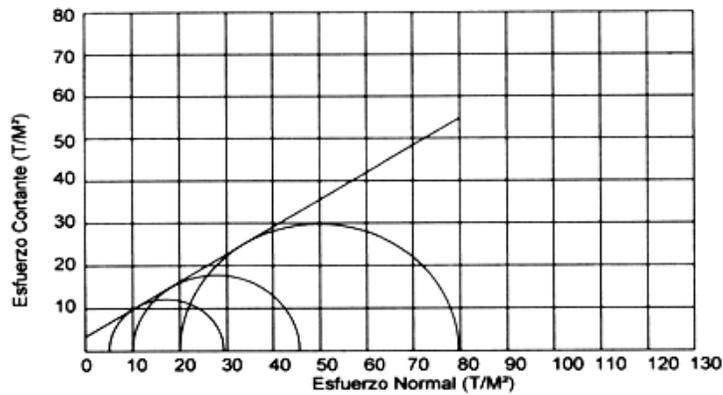
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 003349

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 199 S.S. O.T.No.: 25.030
 INTERESADO: José Eliseo García García
 PROYECTO: Diseño de la Escuela Caserío Chuarax Abaj - EPS
 UBICACIÓN: Municipio de Santa María Chiquimula, Departamento de Totonicapán.
 pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1
 Fecha: 07 de mayo de 2009



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 32.72^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 3.40 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Limo arenoso con partículas de pómez color café claro.
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESIÓN LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m ²)	24.30	35.60	59.60
PRESIÓN INTERSTICIAL u (T/m ²)	x	x	x
DEFORMACIÓN EN ROTURA E_r (%)	2.0	4.0	8.0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.07	1.07	1.07
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.42	1.42	1.42
HUMEDAD (%H)	23.2	23.2	23.2



Atentamente,
 Vo. Bo.
 Ings. Teima Mariela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

Figura 19. Análisis físico químico sanitario



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



Nº 004212

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO INF. No. 23 768

O.T. No. 25 865			INF. No. 23 768
INTERESADO:	JOSÉ ELISEO GARCÍA GARCÍA (Carné 200 130486)	PROYECTO:	EPS "Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad para el caserío <u>Tasabalquej</u> Municipio de Totonicapán"
RECOLECTADA POR:	Interesado	DEPENDENCIA:	FACULTAD DE INGENIERIA/USAC
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Caserío Tasabalquej	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2009-08-24; 17 h 00 min.
FUENTE:	Nacimiento natural	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:	2009-08-25; 11 h 00 min.
MUNICIPIO:	Santa María Chiquimula	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración
DEPARTAMENTO:	Totonicapán		

RESULTADOS

1. ASPECTO: Claro	4. OLOR: Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección) - °C
2. COLOR: 01,00 Unidades	5. SABOR: -----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA 444,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD: 00,76 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH): 07,50 unidades	

SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,43	6. CLORUROS (Cl ⁻)	05,50	11. SÓLIDOS TOTALES	249,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,11	12. SÓLIDOS VOLÁTILES	11,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	03,72	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	02,00	13. SÓLIDOS FIJOS	238,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,01	14. SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	02,00
5. MANGANESO (Mn)	00,060	10. DUREZA TOTAL	246,00	15. SÓLIDOS DISUELTOS	235,00

ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)

HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L
00,00	00,00	244,00	244,00

OTRAS DETERMINACIONES _____

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

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21TH EDITION 2 005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2009-09-22

Vo.Bo.



Inga. Telma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CI/USAC





Zelma Mijangos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio



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

Figura 20. Examen bacteriológico



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



Nº 004213

EXAMEN BACTERIOLOGICO

O.T. No. 25 865		INF. No.A-305 671	
INTERESADO	<u>JOSÉ ELISEO GARCÍA GARCÍA</u> (Carné No. 200 130486)	PROYECTO:	<u>EPS "Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad para el caserío Tasabalquej Municipio de Totonicapán"</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Interesado</u>	DEPENDENCIA:	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA/USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Caserío Tasabalquej</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2009-08-24; 17 h00</u> min.
FUENTE:	<u>Nacimiento natural</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2009-08-25; 11 h 00</u> Min
MUNICIPIO:	<u>Santa María Chiquimula</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Sin refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Totonicapán</u>	SABOR:	<u>-----</u>
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>Claro</u>	CLORO RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS – 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
01,00 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
00,10 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		< 2	< 2

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 21TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la clasificación I. Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua.

Guatemala, 2009 -09-22

Vo.Bo.



Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



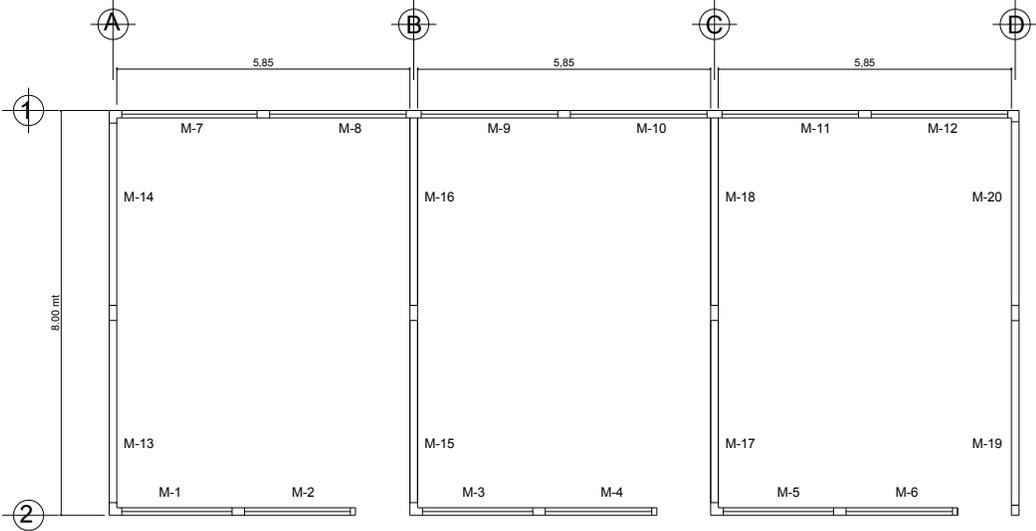


Zelmar Wilson Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio

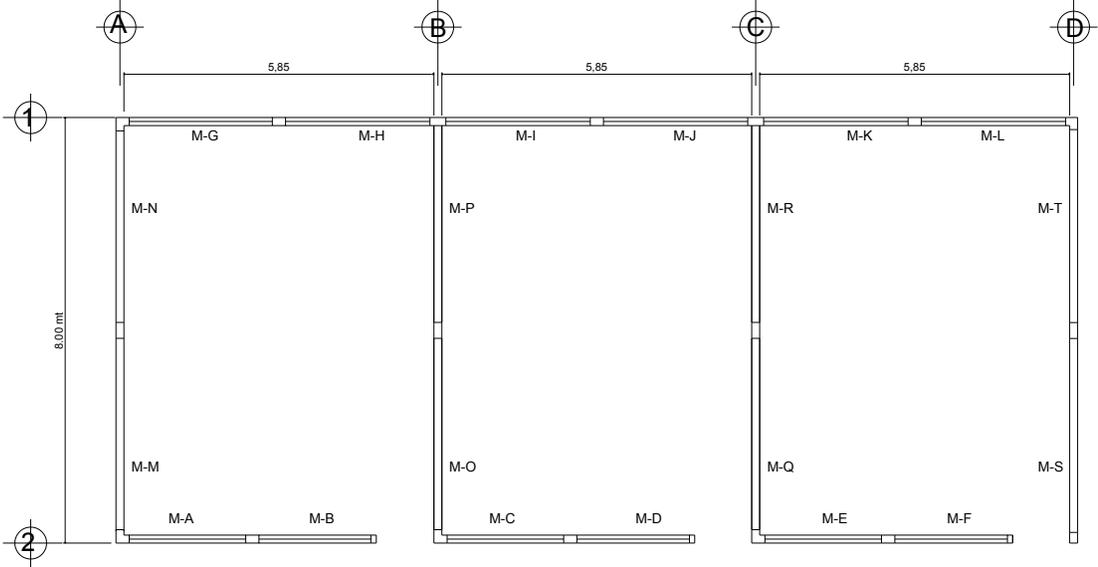


FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Figura 21. Identificación de muros



Planta baja



Planta alta

Tabla XXXIII. Cálculo hidráulico de la línea de conducción

PROYECTO: Diseño Del Sistema De Abastecimiento De Agua Potable Por Gravedad Del Paraje Tasabaquiej
 MUNICIPIO: De Santa María Chiquimula
 DEPARTAMENTO: De Totonicapán

EST.	P.O.	Ø NOMINAL (Pulg.)	Ø INTERIOR (Pulg.)	Q (L/S)	LONG. (m)	H.F. (m)	VEL. (m/s)	COTA TERRENO (m)		PIEZOMETRICA (m)		P. DINÁMICA		P. ESTÁTICA		OBSERVACIÓN
								INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
	Nac.										1013.22					
	Nac. E62	3	3.23	0.8	11929.1	6.16	0.18108	1013.22	978.62	1013.22	1007.06	0	28.44	0	34.6	
E62	E419	2	2.195	0.8	2379.48	8.85	0.40744	978.62	988.2	1007.06	998.21	28.44	5.03	34.6	15.02	

Tabla XXXIV. Cálculo hidráulico de la red de distribución

PROYECTO: Diseño Del Sistema De Abastecimiento De Agua Potable Por Gravedad Del Paraje Tasabalquej
 MUNICIPIO: De Santa María Chiquimula
 DEPARTAMENTO: De Totonicapán

RAMAL F

EST.	P.O.	Ø NOMINAL (Pulg.)	Ø INTERIOR (Pulg.)	Q (L/S)	LONG. (m)	H.F. (m)	VEL. (m/s)	COTA TERRENO (m)		PIEZOMETRICA (m)		P. DINÁMICA		P. ESTÁTICA		OBSERVACIÓN
								INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
E419											998.2					
E419	REF	3	3.23	1.6	16.934	0.0218	0.303	998.2	997.7	998.2	998.178	0	0.478	0	0.5	

EST.	P.O.	Ø NOMINAL (Pulg.)	Ø INTERIOR (Pulg.)	Q (L/S)	LONG. (m)	H.F. (m)	VEL. (m/s)	COTA TERRENO (m)		PIEZOMETRICA (m)		P. DINÁMICA		P. ESTÁTICA		OBSERVACIÓN
								INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
REF											998.178				0.5	
REF	F1	1 1/2	1.754	0.47	21.997	0.0573	0.302	997.7	997	998.178	998.121	0.478	1.121	0.5	1.2	
F1	F2	1 1/2	1.754	0.47	44.982	0.1171	0.302	997	995.18	998.121	998.004	1.121	2.824	1.2	3.02	
F2	F3	1 1/2	1.754	0.47	55.458	0.1444	0.302	995.18	997.1	998.004	997.859	2.824	0.759	3.02	1.1	
F3	F4	1 1/2	1.754	0.47	51.551	0.1343	0.302	997.1	995.206	997.859	997.725	0.759	2.519	1.1	2.994	
F4	F5	1 1/2	1.754	0.47	71.952	0.1874	0.302	995.2058	996.6	997.725	997.538	2.519	0.938	2.994	1.6	
F5	F6	1 1/2	1.754	0.47	33.995	0.0885	0.302	996.6	990.951	997.538	997.449	0.938	6.499	1.6	7.249	
F6	F7	1 1/2	1.754	0.47	60.18	0.1567	0.302	990.9507	989.345	997.449	997.293	6.499	7.947	7.249	8.855	

EST.	P.O.	Ø NOMINAL (Pulg.)	Ø INTERIOR (Pulg.)	Q (L/S)	LONG. (m)	H.F. (m)	VEL. (m/s)	COTA TERRENO (m)		PIEZOMETRICA (m)		P. DINÁMICA		P. ESTÁTICA		OBSERVACIÓN
								INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
	F7								989.345		997.293				FINAL	8.855
F7	F8	1 1/2	1.754	0.34	64.992	0.0929	0.218	989.3454	989.428	997.293	997.2	7.947	7.772	8.855	8.772	
F8	F9	1 1/2	1.754	0.34	52.414	0.0749	0.218	989.4277	991.119	997.2	997.125	7.772	6.006	8.772	7.081	
F9	F10	1 1/2	1.754	0.34	57.893	0.0828	0.218	991.1187	993.201	997.125	997.042	6.006	3.841	7.081	4.999	
F10	F11	1 1/2	1.754	0.34	47.981	0.0686	0.218	993.201	994.503	997.042	996.973	3.841	2.47	4.999	3.697	
F11	F12	1 1/2	1.754	0.34	35.941	0.0514	0.218	994.503	993.96	996.973	996.922	2.47	2.958	3.697	4.236	
F12	F13	1 1/2	1.754	0.34	36	0.0515	0.218	993.9635	993.024	996.922	996.87	2.958	3.847	4.236	5.176	
F13	B50	3/4	0.926	0.34	49.988	1.6038	0.783	993.0236	992.433	996.87	995.267	3.847	2.834	5.176	5.767	

RAMAL K

EST.	P.O.	Ø NOMINAL (Pulg.)	Ø INTERIOR (Pulg.)	Q (L/S)	LONG. (m)	H.F. (m)	VEL. (m/s)	COTA TERRENO (m)		PIEZOMETRICA (m)		P. DINÁMICA		P. ESTÁTICA		OBSERVACIÓN
								INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
	F7								989.345		997.293				FINAL	8.855
F7	K1	1/2	0.716	0.34	59.642	6.6958	1.309	989.3454	979.182	997.293	990.597	7.947	11.41	8.855	19.018	
K1	K2	1/2	0.716	0.34	69.971	7.8554	1.309	979.1824	967.618	990.597	982.741	11.414	15.12	19.018	30.582	
K2	K3	1/2	0.716	0.34	28.647	3.2162	1.309	967.6183	963.23	982.741	979.525	15.123	16.3	30.582	34.97	
K3	K4	1/2	0.716	0.34	37.609	4.2223	1.309	963.2303	957.087	979.525	975.303	16.295	18.22	34.97	41.113	
K4	K5	1/2	0.716	0.34	42.357	4.7553	1.309	957.087	951.264	975.303	970.548	18.216	19.28	41.113	46.936	
K5	K6	1/2	0.716	0.34	66.54	7.4703	1.309	951.264	955.504	970.548	963.077	19.284	7.573	46.936	42.696	
K6	K7	1/2	0.716	0.34	16.055	1.8025	1.309	955.5041	955.879	963.077	961.275	7.573	5.396	42.696	42.321	
K7	B53	1/2	0.716	0.34	32.2	3.615	1.309	955.8786	954.688	961.275	957.66	5.396	2.972	42.321	43.512	

RAMAL D

EST.	P.O.	Ø NOMINAL (Pulg.)	Ø INTERIOR (Pulg.)	Q (L/S)	LONG. (m)	H.F. (m)	VEL. (m/s)	COTA TERRENO (m)		PIEZOMETRICA (m)		P. DINÁMICA		P. ESTÁTICA		OBSERVACIÓN
								INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
	REF															
	D1	2	2.195	0.34	83.674	0.0401	0.139	997.7	998.1	998.178	998.138	0.478	0.038	0.5	0.1	
	D2	2	2.195	0.34	60.998	0.0293	0.139	998.1	997.3	998.138	998.109	0.038	0.809	0.1	0.9	
	D3	2	2.195	0.34	65.879	0.0316	0.139	997.3	996.1158	998.109	998.077	0.809	1.961	0.9	2.084	
	D4	2	2.195	0.34	26.46	0.0127	0.139	996.1158	994.262	998.077	998.065	1.961	3.802	2.084	3.938	
	D5	1 1/2	1.754	0.34	55.27	0.079	0.218	994.262	989.134	998.065	997.986	3.802	8.851	3.938	9.066	
	D6	1 1/2	1.754	0.34	63.179	0.0903	0.218	989.1344	993.372	997.986	997.895	8.851	4.523	9.066	4.828	
	B55	3/4	0.926	0.34	34.648	1.1116	0.783	993.3724	995.944	997.895	996.784	4.523	0.84	4.828	2.256	

RAMAL N

EST.	P.O.	Ø NOMINAL (Pulg.)	Ø INTERIOR (Pulg.)	Q (L/S)	LONG. (m)	H.F. (m)	VEL. (m/s)	COTA TERRENO (m)		PIEZOMETRICA (m)		P. DINÁMICA		P. ESTÁTICA		OBSERVACIÓN
								INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
	E438															
	N1	1	1.195	0.52	24.996	0.5087	0.719	937.7269	937.09	957.875	957.366	20.148	20.28	35.679	36.316	
	N2	1	1.195	0.52	61.09	1.2434	0.719	937.0897	924.899	957.366	956.123	20.276	31.22	36.316	48.507	
	N3	1	1.195	0.52	69.868	1.4221	0.719	924.8986	928.942	956.123	954.7	31.224	25.76	48.507	44.465	
	N4	3/4	0.926	0.52	47.466	3.3451	1.197	928.9415	932.856	954.7	951.355	25.759	18.5	44.465	40.55	
	N5	3/4	0.926	0.52	29.841	2.103	1.197	932.8563	934.466	951.355	949.252	18.499	14.79	40.55	38.94	
	N6	3/4	0.926	0.52	22.915	1.6149	1.197	934.4658	935.18	949.252	947.637	14.787	12.46	38.94	38.226	

EST.	P.O.	Ø NOMINAL (Pulg.)	Ø INTERIOR (Pulg.)	Q (L/S)	LONG. (m)	H.F. (m)	VEL. (m/s)	COTA TERRENO (m)		PIEZOMETRICA (m)		P. DINÁMICA		P. ESTÁTICA		OBSERVACIÓN	
								INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL		
	N6								935.18		947.637					38.226	
N6	B15	3/4	0.926	0.34	45.454	1.4583	0.783	935.1804	921.625	947.637	946.179	0	24.55	38.226		51.781	
B15	B17	1/2	0.716	0.34	59.919	6.7269	1.309	921.6247	922.057	946.179	939.452	24.554	17.4	51.781		51.349	

RAMAL L

EST.	P.O.	Ø NOMINAL (Pulg.)	Ø INTERIOR (Pulg.)	Q (L/S)	LONG. (m)	H.F. (m)	VEL. (m/s)	COTA TERRENO (m)		PIEZOMETRICA (m)		P. DINÁMICA		P. ESTÁTICA		OBSERVACIÓN	
								INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL		
	E445								911.66		950.157					61.746	
E445	L1	1	1.195	0.34	45.835	0.4247	0.47	911.6604	913.376	950.157	949.732		36.36	61.746		60.03	
L1	L2	1	1.195	0.34	37.97	0.3518	0.47	913.3763	914.606	949.732	949.38	36.356	34.77	60.03		58.8	
L2	L3	3/4	0.926	0.34	23.987	0.7696	0.783	914.6063	915.474	949.38	948.611	34.774	33.14	58.8		57.932	
L3	L4	3/4	0.926	0.34	13.975	0.4484	0.783	915.4742	916.014	948.611	948.162	33.137	32.15	57.932		57.392	
L4	L5	3/4	0.926	0.34	23.46	0.7527	0.783	916.0144	916.916	948.162	947.41	32.148	30.49	57.392		56.49	
L5	L6	3/4	0.926	0.34	15.982	0.5128	0.783	916.9159	917.55	947.41	946.897	30.494	29.35	56.49		55.856	
L6	B24	3/4	0.926	0.34	54.849	1.7597	0.783	917.5502	920.207	946.897	945.137	29.347	24.93	55.856		53.199	

RAMAL M

EST.	P.O.	Ø NOMINAL (Pulg.)	Ø INTERIOR (Pulg.)	Q (L/S)	LONG. (m)	H.F. (m)	VEL. (m/s)	COTA TERRENO (m)		PIEZOMETRICA (m)		P. DINÁMICA		P. ESTÁTICA		OBSERVACIÓN
								INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
	E446								910.624		949.786					
E446	M1	1	1.119	0.65	91.98	3.8975	1.025	910.624	908.911	949.786	945.888		36.98	62.782	64.495	
M1	M2	1	1.119	0.65	9.989	0.4233	1.025	908.9108	908.768	945.888	945.465	36.977	36.7	64.495	64.639	
M2	M3	1	1.119	0.65	34.999	1.483	1.025	908.7676	908.099	945.465	943.982	36.697	35.88	64.639	65.307	
M3	M4	1	1.119	0.65	21.987	0.9317	1.025	908.0994	907.901	943.982	943.05	35.883	35.15	65.307	65.505	
M4	M5	3/4	0.926	0.65	52.687	5.6131	1.496	907.9008	907.382	943.05	937.437	35.149	30.06	65.505	66.024	
M5	M6	3/4	0.926	0.65	54.499	5.8061	1.496	907.3819	906.709	937.437	931.631	30.055	24.92	66.024	66.697	
M6	M7	3/4	0.926	0.65	33.998	3.622	1.496	906.7087	906.732	931.631	928.009	24.922	21.28	66.697	66.674	
M7	M8	3/4	0.926	0.65	65.996	7.031	1.496	906.7323	906.905	928.009	920.978	21.277	14.07	66.674	66.502	
M8	M9	3/4	0.926	0.65	59	6.2856	1.496	906.9045	906.793	920.978	914.692	14.074	7.899	66.502	66.613	

EST.	P.O.	Ø NOMINAL (Pulg.)	Ø INTERIOR (Pulg.)	Q (L/S)	LONG. (m)	H.F. (m)	VEL. (m/s)	COTA TERRENO (m)		PIEZOMETRICA (m)		P. DINÁMICA		P. ESTÁTICA		OBSERVACIÓN
								INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
	M9								906.793		914.692					
M9	B32	3/4	0.926	0.34	24.699	0.7924	0.783	906.7934	906.443	914.692	913.9	7.457	7.457	66.613	66.963	
B32	B33	3/4	0.926	0.34	44.999	1.4437	0.783	906.443	906.177	913.9	912.456	7.457	6.279	66.963	67.229	
B33	B34	1/2	0.716	0.34	31.999	3.5924	1.309	906.1771	905.437	912.456	908.864	6.279	3.426	67.229	67.969	

RAMAL R

EST.	P.O.	Ø NOMINAL (Pulg.)	Ø INTERIOR (Pulg.)	Q (L/S)	LONG. (m)	H.F. (m)	VEL. (m/s)	COTA TERRENO (m)		PIEZOMETRICA (m)		P. DINÁMICA		P. ESTÁTICA		OBSERVACIÓN
								INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
	E425								966.177		972.44				7.229	
E425	R1	3/4	0.926	0.64	32.316	3.3454	1.473	966.177	946.446	972.44	969.094	6.263	22.65	7.229	26.96	
	R1	3/4	0.926	0.64	17.375	1.7987	1.473	946.4456	937.291	969.094	967.296	22.649	30	26.96	36.115	
	R2	3/4	0.926	0.64	18.365	1.9012	1.473	937.2914	927.901	967.296	965.395	30.004	37.49	36.115	45.505	
	R3	3/4	0.926	0.64	19.903	2.0604	1.473	927.9009	920.7	965.395	963.334	37.494	42.63	45.505	52.706	
	R4	3/4	0.926	0.64	48.999	5.0724	1.473	920.7004	920.082	963.334	958.262	42.634	38.18	52.706	53.324	
	R5	3/4	0.926	0.64	55.936	5.7905	1.473	920.082	917.668	958.262	952.471	38.18	34.8	53.324	55.738	

EST.	P.O.	Ø NOMINAL (Pulg.)	Ø INTERIOR (Pulg.)	Q (L/S)	LONG. (m)	H.F. (m)	VEL. (m/s)	COTA TERRENO (m)		PIEZOMETRICA (m)		P. DINÁMICA		P. ESTÁTICA		OBSERVACIÓN
								INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
	R6								917.668		952.471				55.738	
R6	R7	1/2	0.716	0.4	55.932	8.4845	1.54	917.6679	915.789	952.471	943.987	34.803	28.2	55.738	57.617	
	R7	1/2	0.716	0.4	48.951	7.4256	1.54	915.7894	913.768	943.987	936.561	28.197	22.79	57.617	59.638	
	R8	1/2	0.716	0.4	47.989	7.2796	1.54	913.7677	914.4	936.561	929.292	22.793	14.88	59.638	59.007	
	R9	1/2	0.716	0.4	45.968	6.9731	1.54	914.3995	915.456	929.282	922.308	14.882	6.852	59.007	57.95	

Tabla XXXV. Diámetro interno de tubería PVC para el diseño de acueductos

Diámetro comercial	Diámetro interior 100 psi	Diámetro interior 125 psi	Diámetro interior 160 psi	Diámetro interior 250 psi	Diámetro Interior 315
1/2"					0.716
3/4"				0.926	
1"			1.195	1.161	
1 1/4"			1.532	1.464	
1 1/2"			1.754	1.676	
2"			2.193	2.095	
2 1/2"			2.655	2.537	
3"		3.284	3.230	3.088	
4"	4.280	4.224	4.154	3.970	
6"	6.301	6.217	6.115	5.845	
8"	8.205	8.095	7.961	7.609	

Tabla XXXVI. Módulo de elasticidad de materiales de construcción de tubería

MATERIAL		kg/m ² (10 ⁹)
Asbesto cemento	AC	2.38 +
Hierro fundido	HF	6.00 +
Hierro galvanizado	HG	21.00 +
Cloruro de polivinilo rígido	PVC	0.30 **

+ ZUBICARAY M., M.V.S. Bombas para agua potable, ref. 7

** Catálogo técnico sobre consideraciones de diseño para tubería PVC

Tabla XXXVII. Variación de la presión atmosférica respecto a la altitud

ALTITUD SOBRE EL NIVEL DEL MAR m	PRESIÓN ATMOSFÉRICA	
	kg./Cm. ²	m. columna de agua (m.c.a.)
0	1.0330	10.33
300	0.9966	9.966
600	0.9608	9.608
900	0.9213	9.213
1,200	0.8925	8.925
1,500	0.8598	9.598
3,000	0.7107	7.107
4,500	0.5834	5.834
6,000	0.4262	4.262
7,500	0.3835	3.835

Tomado de Mecánica de Fluidos, A. B. Daugherty y PH. Ingersol (Ref. II)

Tabla XXXVIII. Límite máximo aceptable y límite máximo permisible de las características físicas del agua potable

CARACTERÍSTICAS	LMA	LMP
Color	5.0 U	50.0 U
Olor	No rechazable	No rechazable
Sabor	No rechazable	No rechazable
PH	7.0 – 8.5	6.5 – 9.2.
Residuos totales	500.0 Mg./Lt.	1,500.0 Mg.Lt.
Turbiedad	5.0 UTN	25.0 UTN
Temperatura	18 °C – 30 °C	No mayor de 34°C

U = Unidad de color en la escala de platino – cobalto

UTN = Unidades Nefelométricas de turbiedad

Conductividad eléctrica del agua.

El agua potable deberá tener una conductividad de 100 a 750 mho/cm a 25 °C.

Características químicas del agua potable.

De preferencia, los resultados de análisis deben expresarse en miligramos por litro (mg/L) o términos de mili equivalentes por litro (me/L). La ventaja de expresar los resultados en términos de me/L e que los aniones (iones cargados negativamente) y los cationes (iones cargados positivamente) pueden sumarse separadamente y compararse para comparar la exactitud del análisis.

Tabla XXXIX. Límite máximo aceptable y límite máximo permisible de sustancias químicas contenidas en el agua potable

SUBSTANCIAS	LMA	LMP
Detergentes aniónicos	0.200 Mg./lt	1.000 Mg./lt
Aluminio (Al)	0.050 Mg./lt	0.100 Mg./lt
Bario (Ba)	-----	1.000 Mg./lt
Boro (B)	-----	1.000 Mg./lt
Calcio (Ca)	75.000 Mg./lt	200.000 Mg./lt
Zinc (Zn)	5.000 Mg./lt	15.000 Mg./lt
Cloruros (Cl)	200.000 Mg./lt	600.000 Mg./l t
Cobre (Cu)	0.050 Mg./lt	1.500 Mg./lt
Dureza total (CaCO ₃)	100.000 Mg./lt	500.000 Mg./lt
Fluoruros (F)	-----	1.700 Mg./lt
Hierro total (Fe)	0.100 Mg./lt	1.000 Mg./lt
Magnesio (Mg)	50.000 Mg./lt	150.000 Mg./lt
Manganeso (Mn)	0.050 Mg./lt	0.500 Mg./lt
Niquel (Ni)	0.010 Mg./lt	0.020 Mg./lt
Substancias fenónicas	0.01 Mg./lt	0.002 Mg./lt
Sulfatos (SO ₄)	200.000 Mg./lt	400.000 Mg./lt

Agua clorada: La cloración de los abastecimientos públicos representa el proceso más importante usado, en la obtención de agua de calidad sanitaria adecuada, “potable”. La desinfección por cloro y sus derivados, significa una disminución de bacterias y virus hasta una concentración inocua, por lo que en la tabla X, se hace referencia de los límites adecuados de concentración de cloro libre residual, que es aquella porción del cloro residual total que sea “libre” y que sirva como medida de capacidad para oxidar la materia orgánica.

Tabla XL. Relación entre cloro residual libre y sus respectivos límites máximos aceptables y límites máximos permisibles

Substancias	LMA	LMP
Cloro Residual libre	0.5 miligramos/litro	1.0 miligramos/litro
<p>a) El límite máximo aceptable, seguro y deseable de cloro residual libre, en los puntos más alejados del sistema de distribución es de 0.5 mg/L, después de, por lo menos 30 mín. De contacto, a un Ph menor de 8.0, con el propósito de reducir en un 99.99% la concentración de virus entéricos.</p> <p>b) En aquellas ocasiones en que amenacen o prevalezcan brotes de enfermedades de origen hídrico, el residual de cloro puede mantenerse en un límite máximo permisible de 2.0 mg/L, haciendo caso omiso de los olores y sabores en el agua de consumo.</p> <p>Deben tomarse medidas similares en los casos de interrupción o bajas en la eficiencia de los tratamientos para potabilizar el agua.</p>		

Tabla XLI. Calidad bacteriológica del agua potable

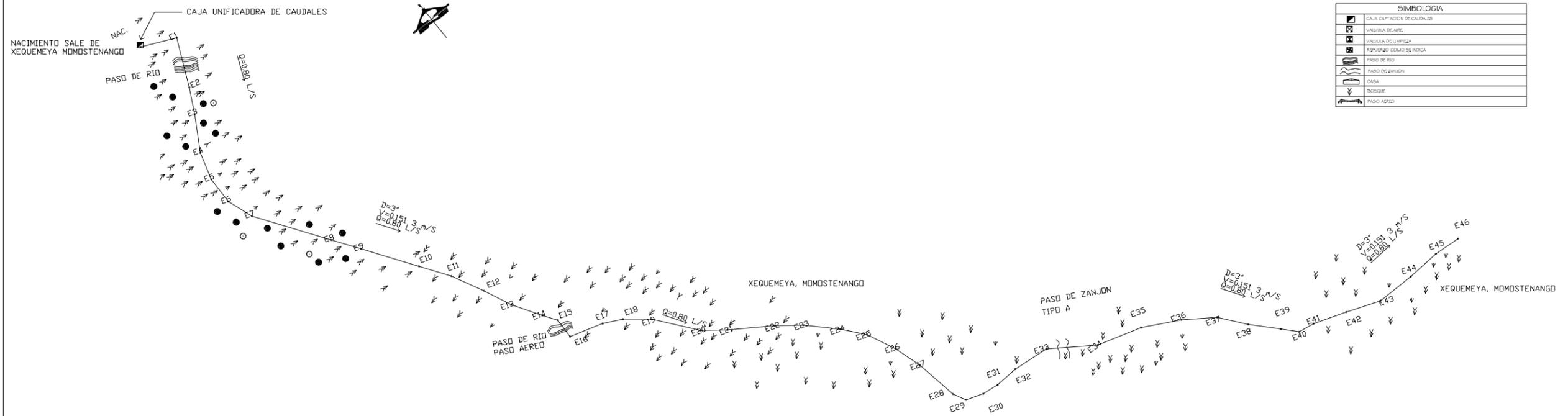
ORGANISMOS	LÍMITES
TODA EL AGUA DE BEBIDA Coliformes fecales (termorresistente)	
AGUA TRATADA QUE LLEGA AL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN. Coliformes fecales (termorresistentes) Coliformes totales	No deben ser detectables en ninguna muestra de 100 ml No deben ser detectables en ninguna muestra de 100 ml
AGUA TRATADA QUE SE HALLA EN EL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN Coliformes fecales (termorresistentes) Coliformes totales	No deben ser detectables en ninguna muestra de 100 ml No deben ser detectables en ninguna muestra de 100 ml En caso de los grandes sistemas de abastecimiento, cuando se examinen suficientes muestras, deberán estar ausentes en 95% de las muestras tomadas durante cualquier período de 12 meses

Si se detecta E. Coli o bacterias en general, deben adoptarse inmediatamente medidas para investigar la situación, en caso de las bacterias coliformes en general, se debe, como mínimo, repetir el muestreo; si las bacterias se detectan también en la nueva muestra, se deben realizar inmediatamente nuevas investigaciones para determinar la causa.

E. Coli es el indicador más preciso de contaminación fecal. El recuento de coliformes fecales (termorresistentes) es una opción aceptable. Los coliformes totales no son un indicador aceptable de la calidad sanitaria del abastecimiento de agua en las zonas rurales.

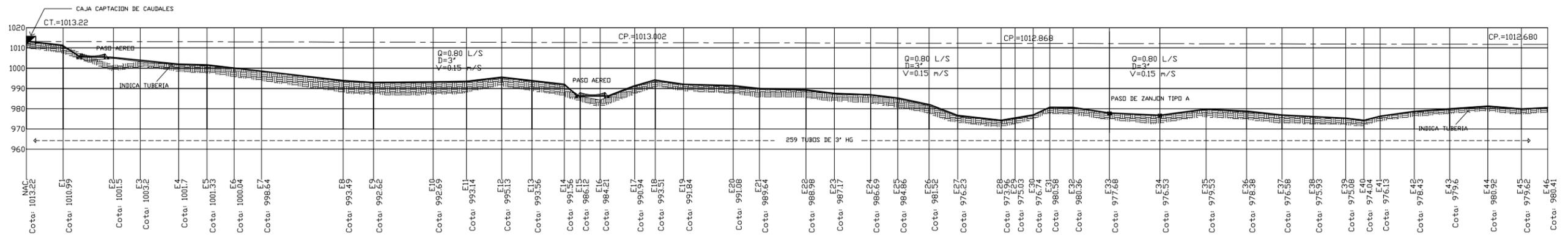
EST.	P.O.B.	AZMUT	DIST. H.	COTA	EST.	P.O.B.	AZMUT	DIST. H.	COTA
E1	203.88	8.81	1010.99	E101	E102	203.12	30.68	866.92	
E2	174.31	30.71	1003.02	E103	E104	202.37	30.71	862.84	
E3	171.31	28.02	1000.20	E105	E106	200.30	31.27	860.24	
E4	168.62	30.02	1000.70	E108	E109	200.30	31.27	860.24	
E5	163.80	27.87	1001.33	E106	E107	200.30	31.27	860.24	
E6	157.88	27.74	999.94	E107	E108	200.15	32.53	859.17	
E7	153.30	30.08	999.08	E108	E109	200.15	32.53	859.17	
E8	143.88	30.08	999.08	E109	E110	200.30	31.27	860.24	
E9	133.30	30.08	999.08	E110	E111	200.30	31.27	860.24	
E10	123.30	30.08	999.08	E111	E112	200.30	31.27	860.24	
E11	113.30	30.08	999.08	E112	E113	200.30	31.27	860.24	
E12	103.30	30.08	999.08	E113	E114	200.30	31.27	860.24	
E13	93.30	30.08	999.08	E114	E115	200.30	31.27	860.24	
E14	83.30	30.08	999.08	E115	E116	200.30	31.27	860.24	
E15	73.30	30.08	999.08	E116	E117	200.30	31.27	860.24	
E16	63.30	30.08	999.08	E117	E118	200.30	31.27	860.24	
E17	53.30	30.08	999.08	E118	E119	200.30	31.27	860.24	
E18	43.30	30.08	999.08	E119	E120	200.30	31.27	860.24	
E19	33.30	30.08	999.08	E120	E121	200.30	31.27	860.24	
E20	23.30	30.08	999.08	E121	E122	200.30	31.27	860.24	
E21	13.30	30.08	999.08	E122	E123	200.30	31.27	860.24	
E22	3.30	30.08	999.08	E123	E124	200.30	31.27	860.24	
E23	23.30	30.08	999.08	E124	E125	200.30	31.27	860.24	
E24	13.30	30.08	999.08	E125	E126	200.30	31.27	860.24	
E25	3.30	30.08	999.08	E126	E127	200.30	31.27	860.24	
E26	23.30	30.08	999.08	E127	E128	200.30	31.27	860.24	
E27	13.30	30.08	999.08	E128	E129	200.30	31.27	860.24	
E28	3.30	30.08	999.08	E129	E130	200.30	31.27	860.24	
E29	23.30	30.08	999.08	E130	E131	200.30	31.27	860.24	
E30	13.30	30.08	999.08	E131	E132	200.30	31.27	860.24	
E31	3.30	30.08	999.08	E132	E133	200.30	31.27	860.24	
E32	23.30	30.08	999.08	E133	E134	200.30	31.27	860.24	
E33	13.30	30.08	999.08	E134	E135	200.30	31.27	860.24	
E34	3.30	30.08	999.08	E135	E136	200.30	31.27	860.24	
E35	23.30	30.08	999.08	E136	E137	200.30	31.27	860.24	
E36	13.30	30.08	999.08	E137	E138	200.30	31.27	860.24	
E37	3.30	30.08	999.08	E138	E139	200.30	31.27	860.24	
E38	23.30	30.08	999.08	E139	E140	200.30	31.27	860.24	
E39	13.30	30.08	999.08	E140	E141	200.30	31.27	860.24	
E40	3.30	30.08	999.08	E141	E142	200.30	31.27	860.24	
E41	23.30	30.08	999.08	E142	E143	200.30	31.27	860.24	
E42	13.30	30.08	999.08	E143	E144	200.30	31.27	860.24	
E43	3.30	30.08	999.08	E144	E145	200.30	31.27	860.24	
E44	23.30	30.08	999.08	E145	E146	200.30	31.27	860.24	
E45	13.30	30.08	999.08	E146	E147	200.30	31.27	860.24	
E46	3.30	30.08	999.08	E147	E148	200.30	31.27	860.24	
E47	23.30	30.08	999.08	E148	E149	200.30	31.27	860.24	
E48	13.30	30.08	999.08	E149	E150	200.30	31.27	860.24	
E49	3.30	30.08	999.08	E150	E151	200.30	31.27	860.24	
E50	23.30	30.08	999.08	E151	E152	200.30	31.27	860.24	
E51	13.30	30.08	999.08	E152	E153	200.30	31.27	860.24	
E52	3.30	30.08	999.08	E153	E154	200.30	31.27	860.24	
E53	23.30	30.08	999.08	E154	E155	200.30	31.27	860.24	
E54	13.30	30.08	999.08	E155	E156	200.30	31.27	860.24	
E55	3.30	30.08	999.08	E156	E157	200.30	31.27	860.24	
E56	23.30	30.08	999.08	E157	E158	200.30	31.27	860.24	
E57	13.30	30.08	999.08	E158	E159	200.30	31.27	860.24	
E58	3.30	30.08	999.08	E159	E160	200.30	31.27	860.24	
E59	23.30	30.08	999.08	E160	E161	200.30	31.27	860.24	
E60	13.30	30.08	999.08	E161	E162	200.30	31.27	860.24	

EST.	P.O.B.	AZMUT	DIST. H.	COTA	EST.	P.O.B.	AZMUT	DIST. H.	COTA
E61	203.88	8.81	1010.99	E163	E164	203.12	30.68	866.92	
E62	174.31	30.71	1003.02	E165	E166	202.37	30.71	862.84	
E63	171.31	28.02	1000.20	E168	E169	200.30	31.27	860.24	
E64	168.62	30.02	1000.70	E170	E171	200.30	31.27	860.24	
E65	163.80	27.87	1001.33	E172	E173	200.30	31.27	860.24	
E66	157.88	27.74	999.94	E174	E175	200.30	31.27	860.24	
E67	153.30	30.08	999.08	E176	E177	200.30	31.27	860.24	
E68	143.88	30.08	999.08	E178	E179	200.30	31.27	860.24	
E69	133.30	30.08	999.08	E180	E181	200.30	31.27	860.24	
E70	123.30	30.08	999.08	E182	E183	200.30	31.27	860.24	
E71	113.30	30.08	999.08	E184	E185	200.30	31.27	860.24	
E72	103.30	30.08	999.08	E186	E187	200.30	31.27	860.24	
E73	93.30	30.08	999.08	E188	E189	200.30	31.27	860.24	
E74	83.30	30.08	999.08	E190	E191	200.30	31.27	860.24	
E75	73.30	30.08	999.08	E192	E193	200.30	31.27	860.24	
E76	63.30	30.08	999.08	E194	E195	200.30	31.27	860.24	
E77	53.30	30.08	999.08	E196	E197	200.30	31.27	860.24	
E78	43.30	30.08	999.08	E198	E199	200.30	31.27	860.24	
E79	33.30	30.08	999.08	E200	E201	200.30	31.27	860.24	
E80	23.30	30.08	999.08	E202	E203	200.30	31.27	860.24	
E81	13.30	30.08	999.08	E204	E205	200.30	31.27	860.24	
E82	23.30	30.08	999.08	E206	E207	200.30	31.27	860.24	
E83	13.30	30.08	999.08	E208	E209	200.30	31.27	860.24	
E84	3.30	30.08	999.08	E210	E211	200.30	31.27	860.24	
E85	23.30	30.08	999.08	E212	E213	200.30	31.27	860.24	
E86	13.30	30.08	999.08	E214	E215	200.30	31.27	860.24	
E87	3.30	30.08	999.08	E216	E217	200.30	31.27	860.24	
E88	23.30	30.08	999.08	E218	E219	200.30	31.27	860.24	
E89	13.30	30.08	999.08	E220	E221	200.30	31.27	860.24	
E90	3.30	30.08	999.08	E222	E223	200.30	31.27	860.24	
E91	23.30	30.08	999.08	E224	E225	200.30	31.27	860.24	
E92	13.30	30.08	999.08	E226	E227	200.30	31.27	860.24	
E93	3.30	30.08	999.08	E228	E229	200.30	31.27	860.24	
E94	23.30	30.08	999.08	E230	E231	200.30	31.27	860.24	
E95	13.30	30.08	999.08	E232	E233	200.30	31.27	860.24	
E96	3.30	30.08	999.08	E234	E235	200.30	31.27	860.24	
E97	23.30	30.08	999.08	E236	E237	200.30	31.27	860.24	
E98	13.30	30.08	999.08	E238	E239	200.30	31.27	860.24	
E99	3.30	30.08	999.08	E240	E241	200.30	31.27	860.24	
E100	23.30	30.08	999.08	E242	E243	200.30	31.27	860.24	
E101	13.30	30.08	999.08	E244	E245	200.30	31.27	860.24	
E102	3.30	30.08	999.08	E246	E247	200.30	31.27	860.24	
E103	23.30	30.08	999.08	E248	E249	200.30	31.27	860.24	
E104	13.30	30.08	999.08	E250	E251	200.30	31.27	860.24	
E105	3.30	30.08	999.08	E252	E253	200.30	31.27	860.24	
E106	23.30	30.08	999.08	E254	E255	200.30	31.27	860.24	
E107	13.30	30.08	999.08	E256	E257	200.30	31.27	860.24	
E108	3.30	30.08	999.08	E258	E259	200.30	31.27	860.24	
E109	23.30	30.08	999.08	E260	E261	200.30	31.27	860.24	
E110	13.30	30.08	999.08	E262	E263	200.30	31.27	860.24	
E111	3.30	30.08	999.08	E264	E265	200.30	31.27	860.24	
E112	23.30	30.08	999.08	E266	E267	200.30	31.27	860.24	
E113	13.30	30.08	999.08	E268	E269	200.30	31.27	860.24	
E114	3.30	30.08	999.08	E270	E271	200.30	31.27	860.24	
E115	23.30	30.08	999.08	E272	E273	200.30	31.27	860.24	
E116	13.30	30.08	999.08	E274	E275	200.30	31.27	860.24	
E117	3.30	30.08	999.08	E276	E277	200.30	31.27	860.24	
E118	23.30	30.08	999.08	E278	E279	200.30	31.27	860.24	
E119	13.30	30.08	999.08	E280	E281	200.30	31.27	860.24	
E120	3.30	30.08	999.08	E282	E283	200.30	31.27	860.24	
E121	23.30	30.08	999.08	E284	E285	200.30	31.27	860.24	
E122	13.30	30.08	999.08	E286	E287	200.30	31.27	860.24	
E123	3.30	30.08	999.08	E288	E289	200.30	31.27	860.24	
E124	23.30	30.08	999.08	E290	E291	200.30	31.27	860.24	
E125	13.30	30.08	999.08	E292	E293	200.30	31.27	860.24	
E126	3.30	30.08	999.08	E294	E295	200.30	31.27	860.24	
E127	23.30	30.08	999.08	E296	E297	200.30	31.27	860.24	
E128	13.30								



SIMBOLOGIA	
	CAJA CAPTACION DE CAUDALES
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	REPEREZO COMO SE INDICA
	PASO DE RIO
	PASO DE ZANJON
	CASA
	BOSQUE
	PASO AEREO

PLANTA DEL SISTEMA DE CONDUCCION AGUA POTABLE DE ESTACION NAC. @ E-46
ESCALA: 1/2000



PERFIL DE ESTACION NAC. @ E-46

ESCALA: 1 / 10000
ESCALA: 1 / 500

ESCALA: 1/2000

PROYECTO: DISEÑO DE INTRODUCCION DE SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA TASABALQUIEJ RACANA, SANTA MARIA CHIQUIMULA

DISEÑO: ELISEO GARCIA
DIBUJO: ELISEO GARCIA
CALCULO: ELISEO GARCIA
TOPOGRAFIA: ELISEO GARCIA
ESCALA: INDICADA
FECHA: FEBRERO DE 2009

PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPAN

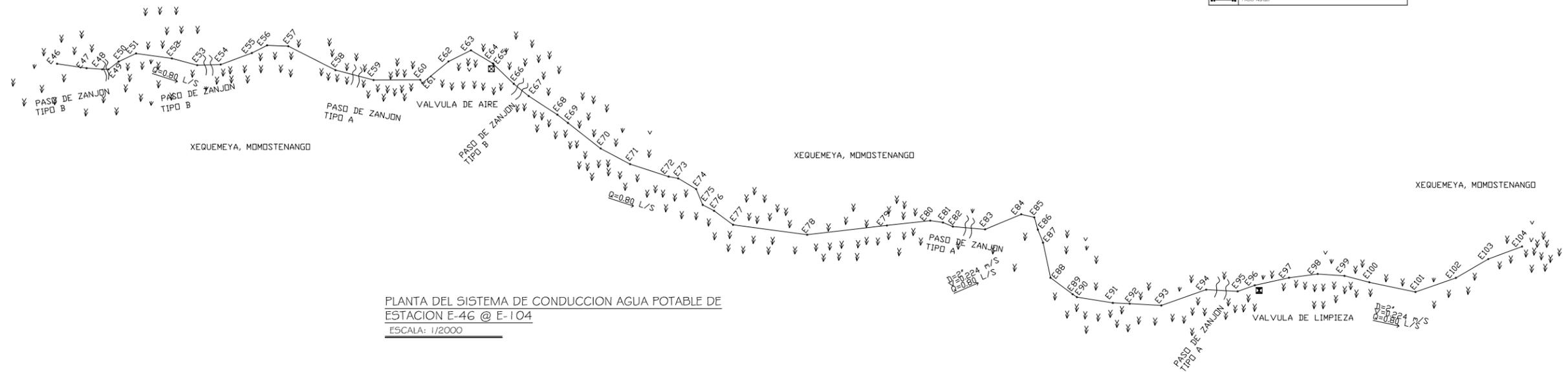
CONTIENE: PLANTA LINEA DE CONDUCCION

HOJA NO. 02 / 18

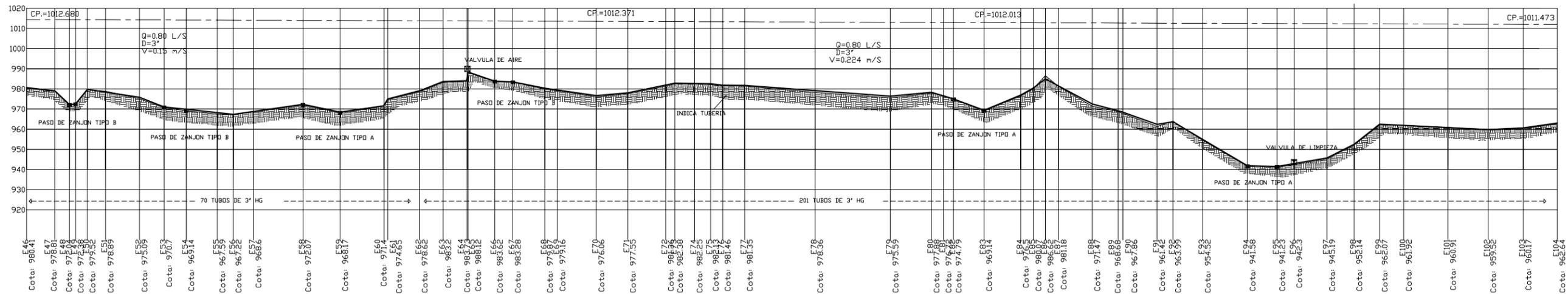
INGENIERO CIVIL: MANUEL ARRIVALLAGA OCHIMETA



SIMBOLOGIA	
	CAJA CAPTACION DE CALDAZAS
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	REINERZO COMO SE INDICA
	PASO DE RIO
	PASO DE ZANJON
	CASA
	BOSQUE
	PASO ACESQ



PLANTA DEL SISTEMA DE CONDUCCION AGUA POTABLE DE ESTACION E-46 @ E-104
 ESCALA: 1/2000



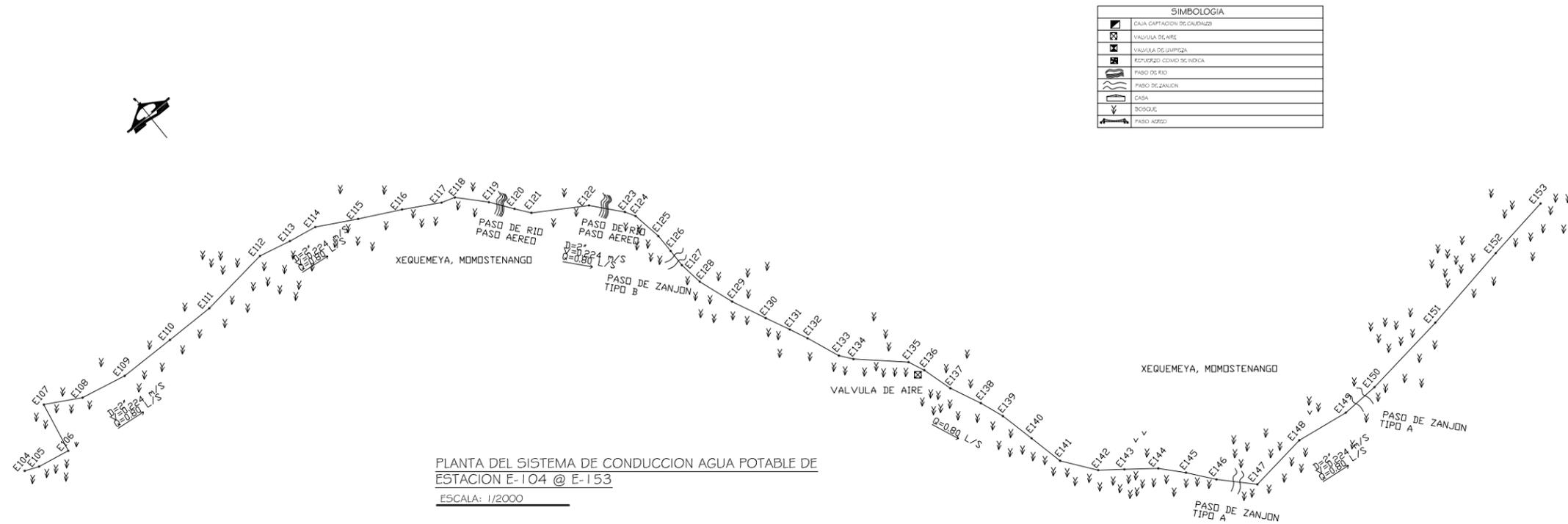
PERFIL DE ESTACION E-46 @ E-104

ESCALA: 1 / 10000
 ESCALA: 1 / 500

ESCALA: 1/2000

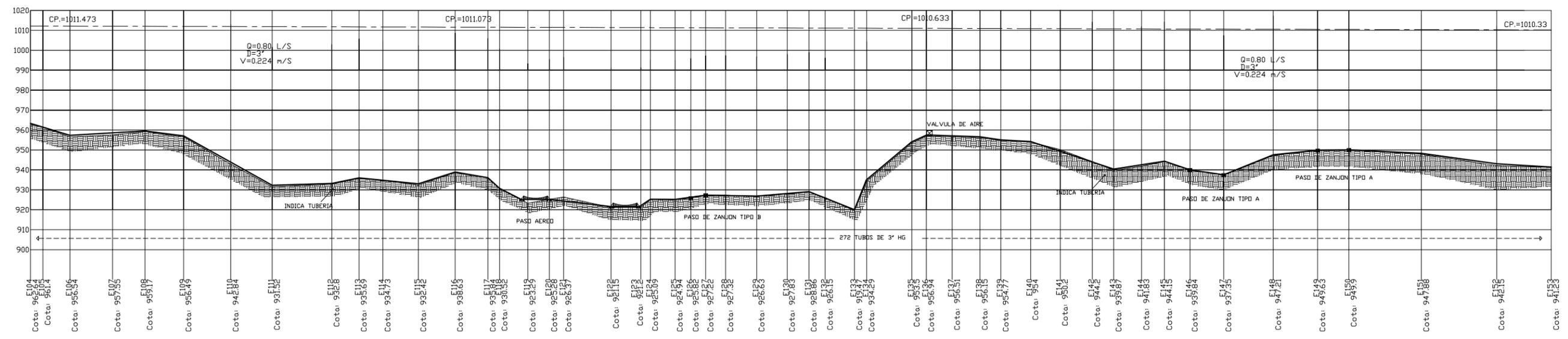
PROYECTO: DISEÑO DE INTRODUCCION DE SITEMA DE AGUA POTABLE ALDEA TASABALQUIEJ RACANA, SANTA MARIA CHIQUIMULA		
DISEÑO: ELISEO GARCIA	PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TONONICAPAN	
DIBUJO: ELISEO GARCIA	CALCULO: ELISEO GARCIA	CONTIENE: PLANTA LINEA DE CONDUCCION
TOPOGRAFIA: ELISEO GARCIA	ESCALA: INDICADA	
FECHA: FEBRERO DE 2009	INGENIERO CIVIL: MANUEL ARRIVALLAGA OCHIMETA	

HOJA NO.
03
18



SIMBOLOGIA	
	CAJA CAPTACION DE CALAJUZ
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	REFUJADO COMO SE INDICA
	PASO DE RIO
	PASO DE ZANJON
	CASA
	BOSQUE
	PASO AEREO

PLANTA DEL SISTEMA DE CONDUCCION AGUA POTABLE DE ESTACION E-104 @ E-153
 ESCALA: 1/2000

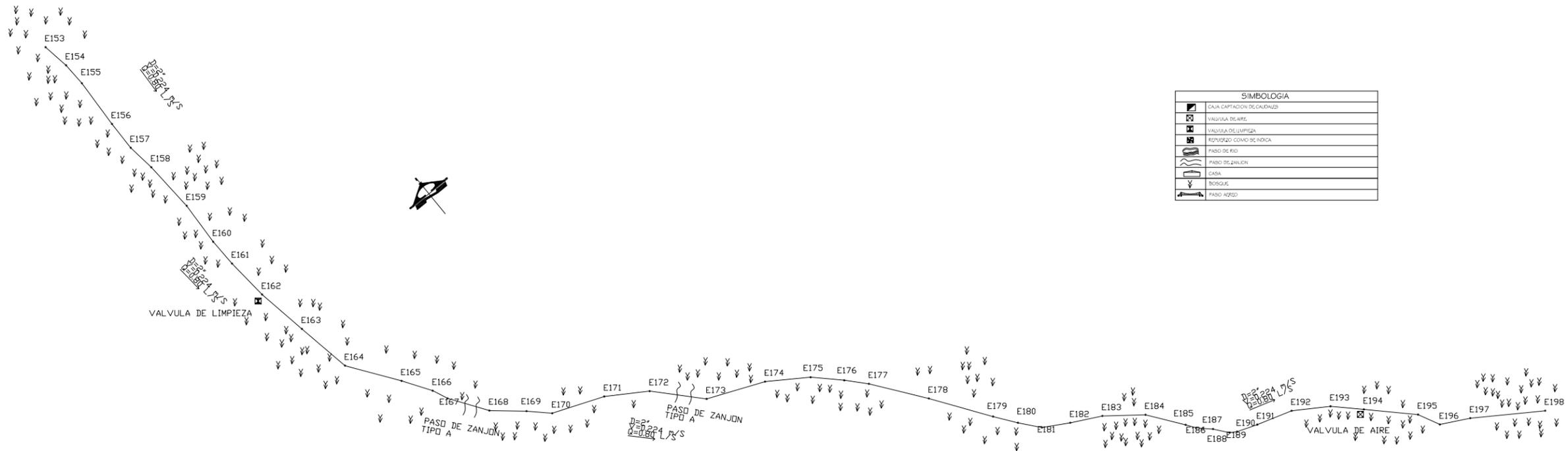


PERFIL DE ESTACION E-104 @ E-153

Escala: 1/10000
 Escala: 1/500

ESCALA: 1/2000

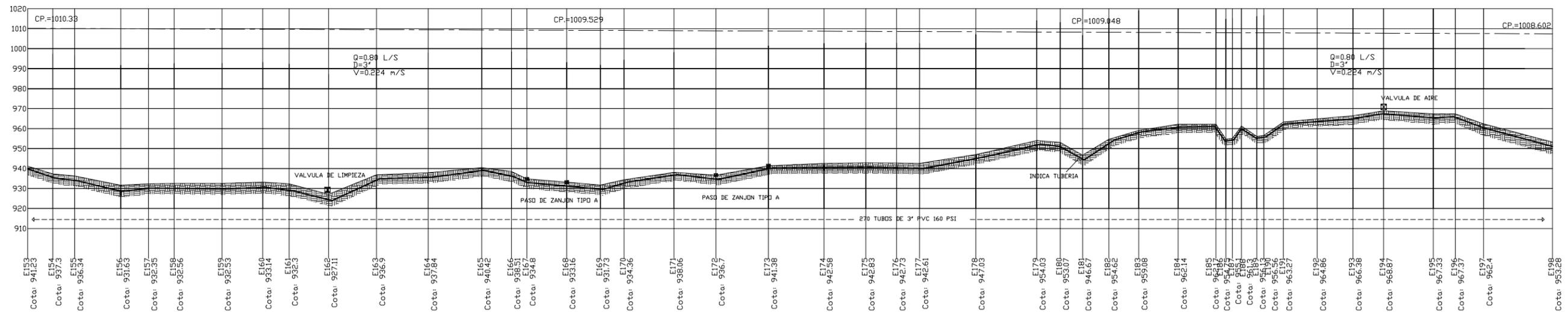
PROYECTO: DISEÑO DE INTRODUCCION DE SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA TASABALQUIEJ RACANA, SANTA MARIA CHIQUIMULA		
DISEÑO: ELISEO GARCIA DIBUJO: ELISEO GARCIA CALCULO: ELISEO GARCIA TOPOGRAFIA: ELISEO GARCIA ESCALA: INDICADA FECHA: FEBRERO DE 2009		
PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TONICAPAN		HOJA NO. 04 18
CONTIENE: PLANTA LINEA DE CONDUCCION		



SIMBOLOGIA	
	CAJA CAPTACION DE CALANZES
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	ESPUNZO COMO SE INDICA
	PASO DE RIO
	PASO DE ZANJON
	CASA
	BORQUE
	PASO ARSO

PLANTA DEL SISTEMA DE CONDUCCION AGUA POTABLE DE
ESTACION E-153 @ E-198

ESCALA: 1/2000

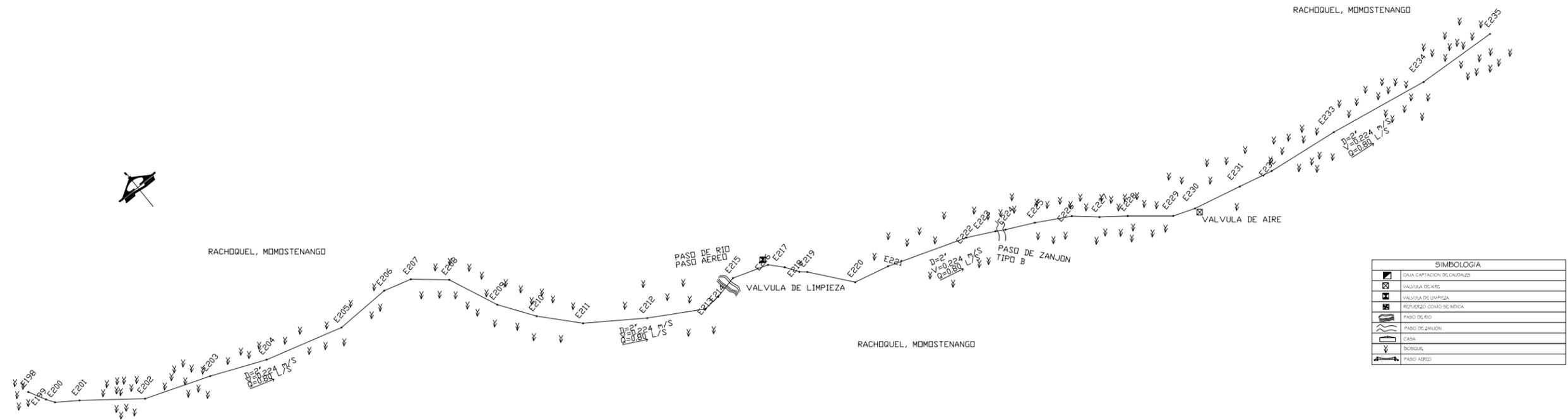


PERFIL DE ESTACION E-153 @ E-198

ESCALA: 1 / 10000
ESCALA: 1 / 500

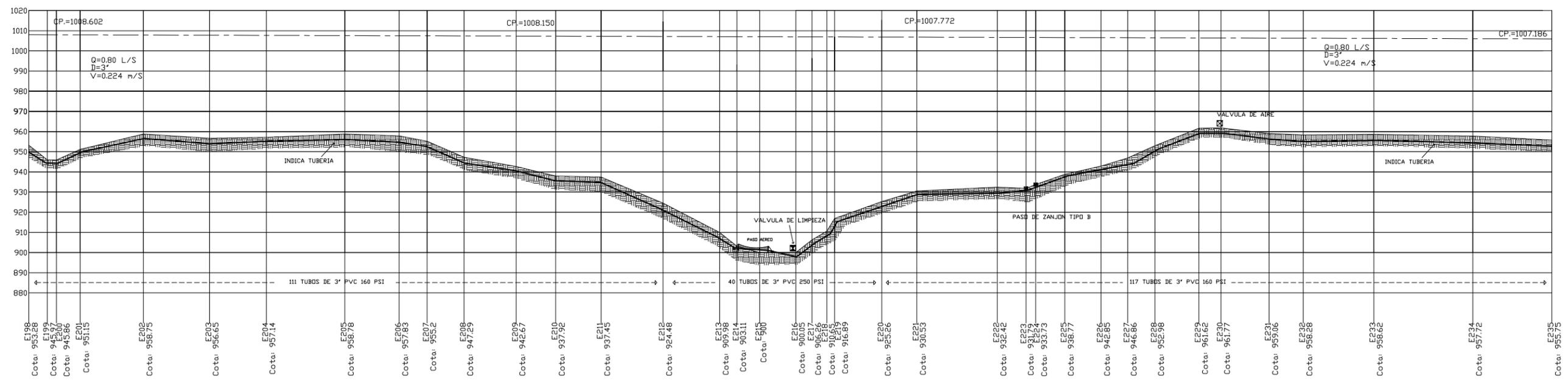
ESCALA: 1/2000

PROYECTO: DISEÑO DE INTRODUCCION DE SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA TASABALQUIEJ RACANA, SANTA MARIA CHIQUIMULA		
DISEÑO: ELISEO GARCIA	PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPAN	
DIBUJO: ELISEO GARCIA	CALCULO: ELISEO GARCIA	CONTIENE: PLANTA LINEA DE CONDUCCION
TOPOGRAFIA: ELISEO GARCIA	ESCALA: INDICADA	
FECHA: FEBRERO DE 2009	INGENIERO CIVIL: MANUEL ARRIVILLAGA OCHIMETA	HOJA NO. 05 18



SIMBOLOGIA	
	CAJA CAPTACION DE OULDAJZ
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	REFUERZO COMO SERVICIA
	PASO DE RIO
	PASO DE ZANJON
	CAJA
	TOPOGRAFIA
	PASO AEREO

PLANTA DEL SISTEMA DE CONDUCCION AGUA POTABLE DE ESTACION E-198 @ E-235
 ESCALA: 1/2000

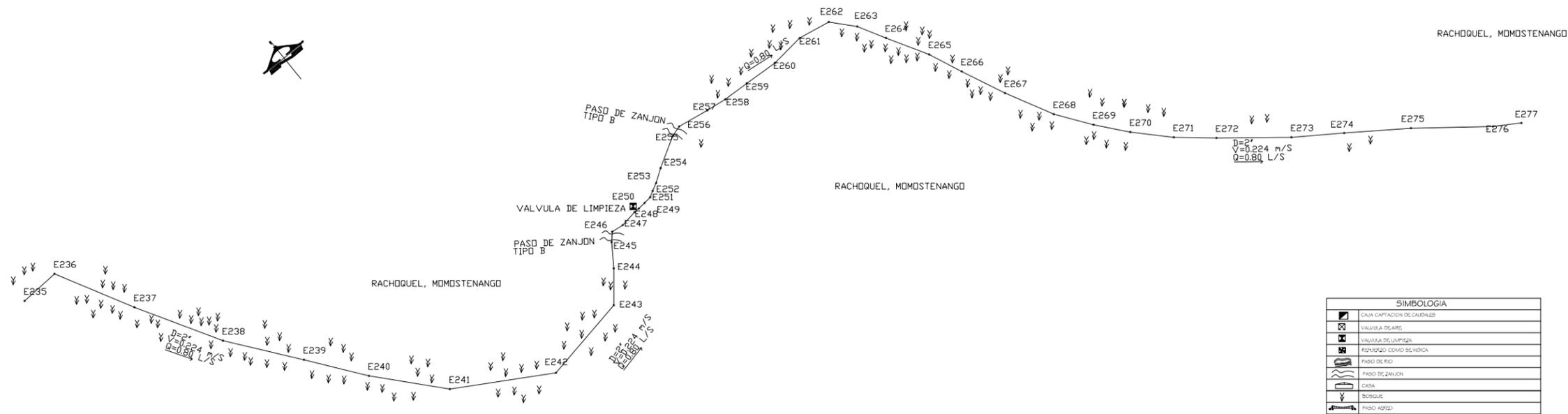


PERFIL DE ESTACION E-198 @ E-235

ESCALA: 1 / 10000
 ESCALA: 1 / 500

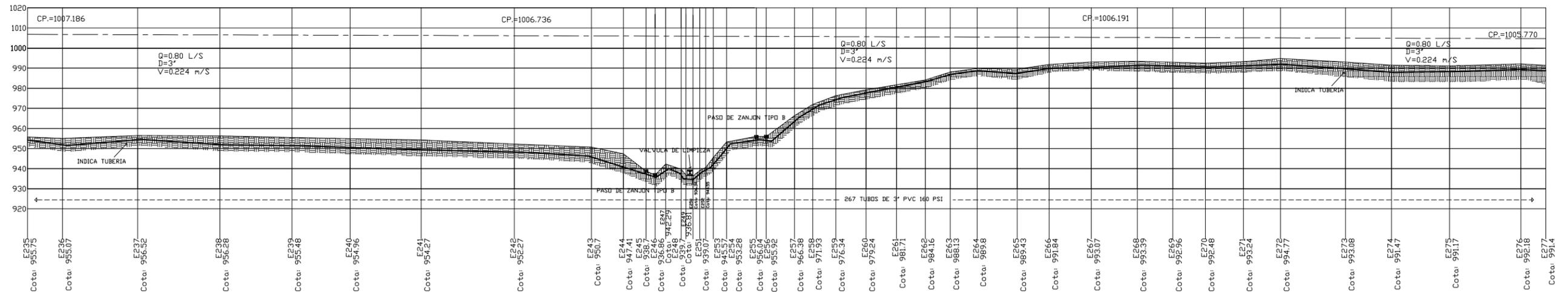
ESCALA: 1/2000

PROYECTO: DISEÑO DE INTRODUCCION DE SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA TASABALQUIEJ RACANA, SANTA MARIA CHIQUIMULA		
DISEÑO: ELISEO GARCIA DIBUJO: ELISEO GARCIA CALCULO: ELISEO GARCIA TOPOGRAFIA: ELISEO GARCIA ESCALA: INDICADA FECHA: FEBRERO DE 2009	PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPAN	
CONTIENE: PLANTA LINEA DE CONDUCCION		HOJA NO. 06 / 18



SIMBOLOGIA	
	CAJA CAPTACION DE CALDAZAS
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	REPERFORO COMO SENOICA
	PASO DE RIO
	PASO DE ZANJON
	CASA
	BORQUE
	PASO AGRED

PLANTA DEL SISTEMA DE CONDUCCION AGUA POTABLE DE ESTACION E-235 @ E-277
 ESCALA: 1/2000



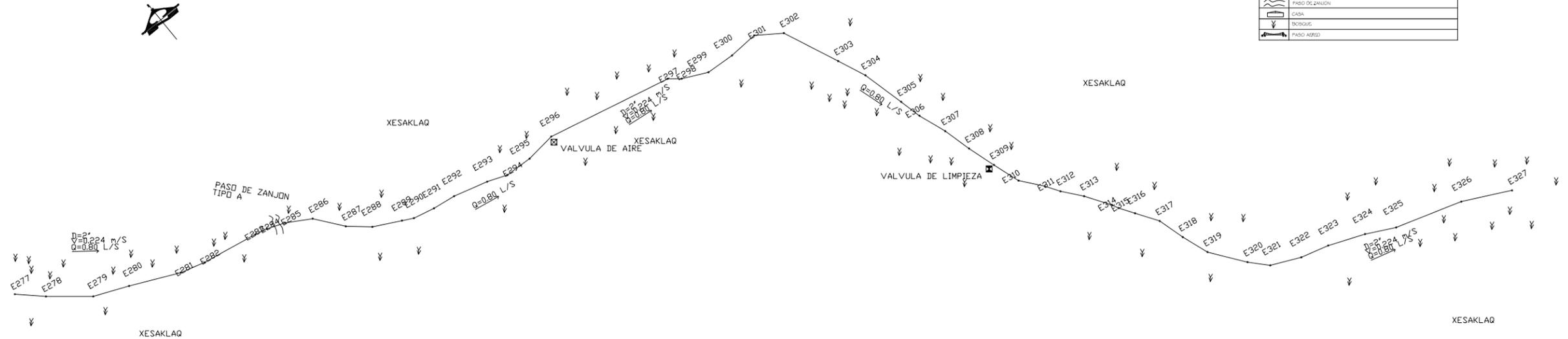
PERFIL DE ESTACION E-235 @ E-277

ESCALA: 1 / 10000
 ESCALA: 1 / 500

ESCALA: 1/2000

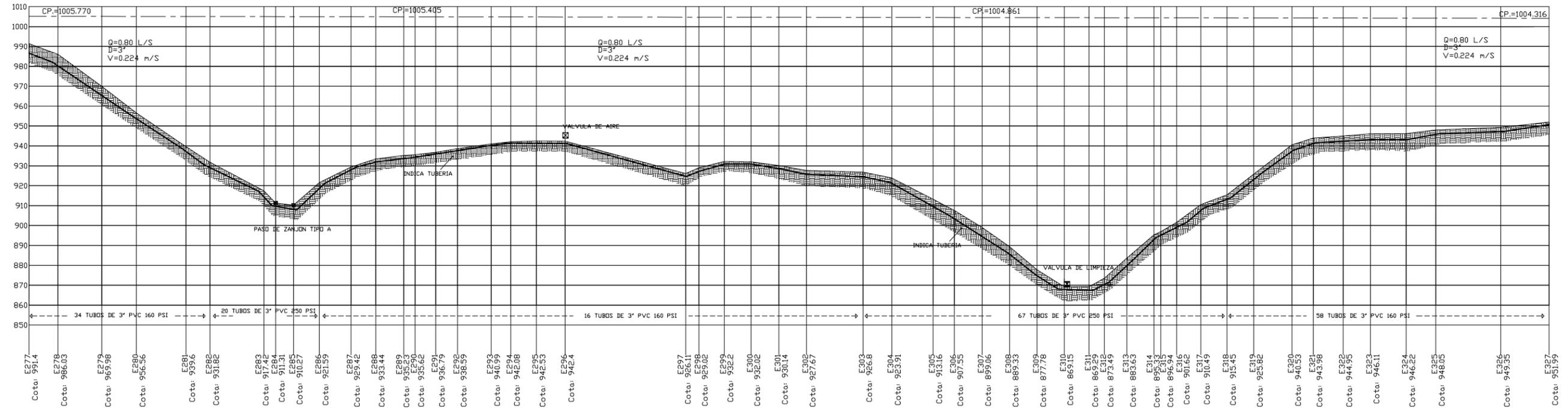
PROYECTO: DISEÑO DE INTRODUCCION DE SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA TASABALQUIEJ RACANA, SANTA MARIA CHIQUIMULA		
DISEÑO: ELISEO GARCIA	PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPAN	
DIBUJO: ELISEO GARCIA	CALCULO: ELISEO GARCIA	CONTIENE: PLANTA LINEA DE CONDUCCION
TOPOGRAFIA: ELISEO GARCIA	ESCALA: INDICADA	
FECHA: FEBRERO DE 2009	INGENIERO CIVIL: MANUEL ARRIVALLAGA OCHAMETA	

HOJA NO.
07
18



SIMBOLOGIA	
	CAJA CAPTACION DE CALDAZAS
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	REPEREZO COMO DE TONDA
	PASO DE RIO
	PASO DE ZANJON
	CASA
	BOQUIL
	PASO AIRE

PLANTA DEL SISTEMA DE CONDUCCION AGUA POTABLE DE ESTACION E-277 @ E-327
 ESCALA: 1/2000

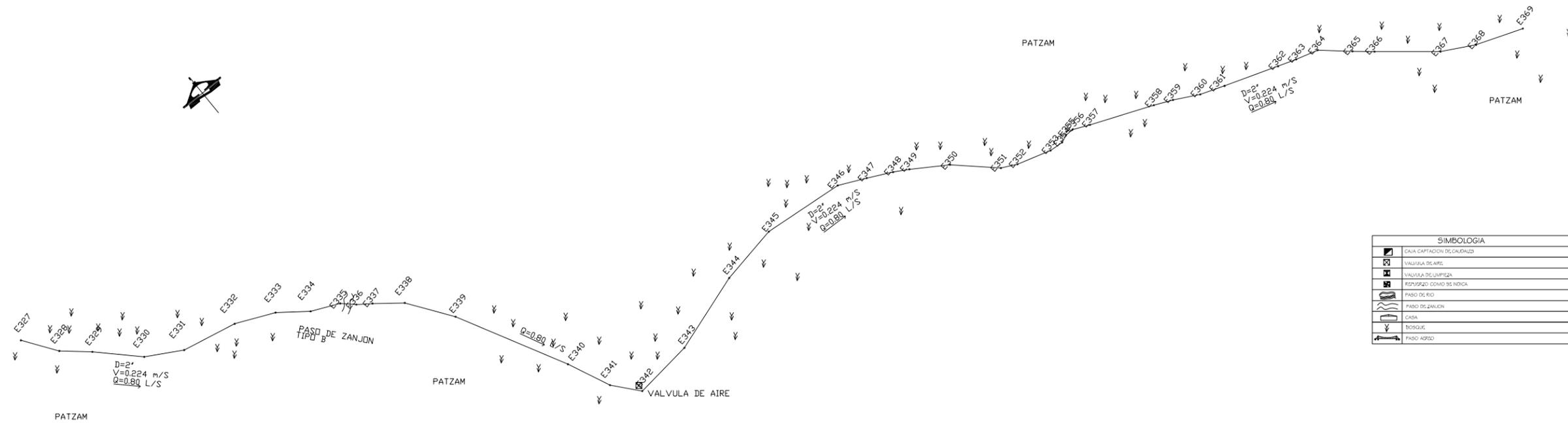


PERFIL DE ESTACION E-277 @ E-327

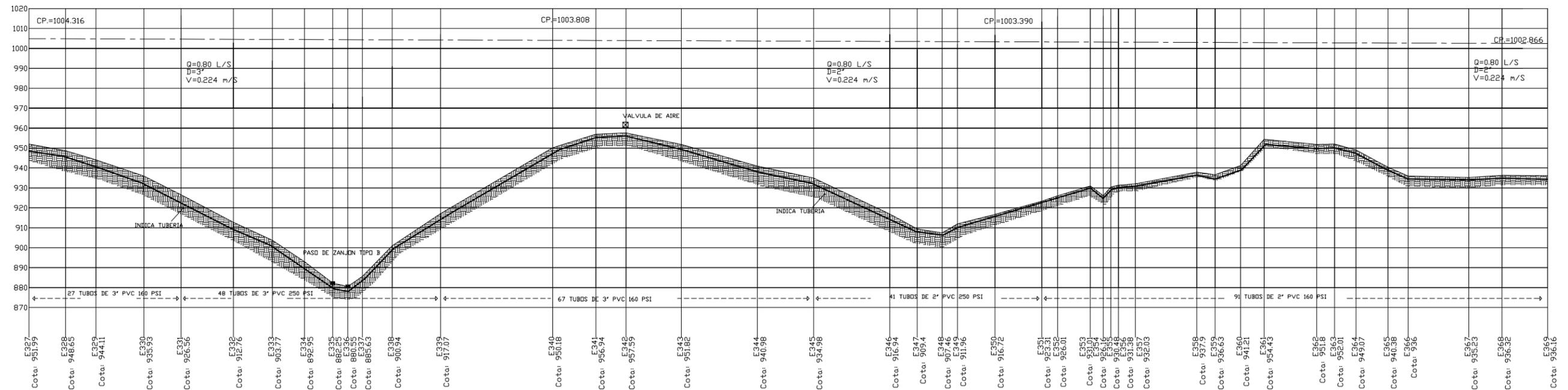
ESCALA: 1 / 10000
 ESCALA: 1 / 500

ESCALA: 1/2000

PROYECTO: DISEÑO DE INTRODUCCION DE SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA TASABALQUIEJ RACANA, SANTA MARIA CHIQUIMULA	
DISEÑO: ELISEO GARCIA	PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPAN
DIBUJO: ELISEO GARCIA	CONTIENE: PLANTA LINEA DE CONDUCCION
CALCULO: ELISEO GARCIA	HOJA NO. 08 18
TOPOGRAFIA: ELISEO GARCIA	INGENIERO CIVIL: MANUEL ARRIVILLAGA OCHAYTA
ESCALA: INDICADA	
FECHA: FEBRERO DE 2009	



PLANTA DEL SISTEMA DE CONDUCCION AGUA POTABLE DE
 ESTACION E-327 @ E-369
 ESCALA: 1/2000

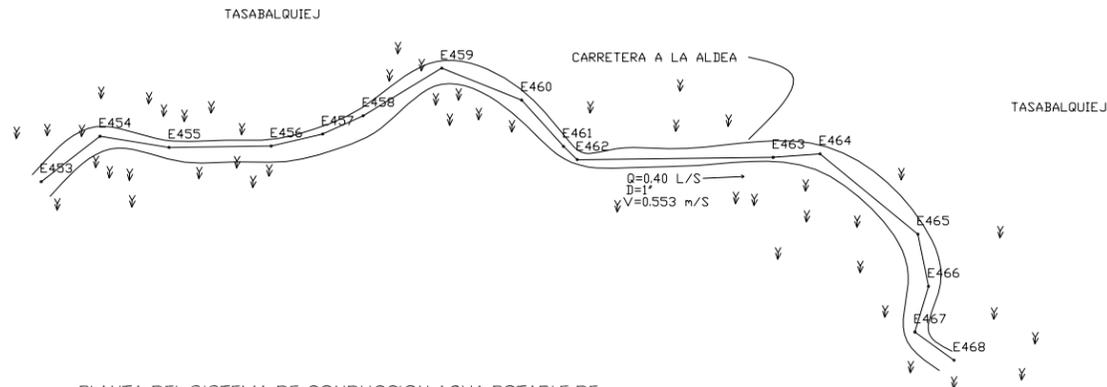


PERFIL DE ESTACION E-327 @ E-369
 ESCALA: 1 / 10000
 ESCALA: 1 / 500

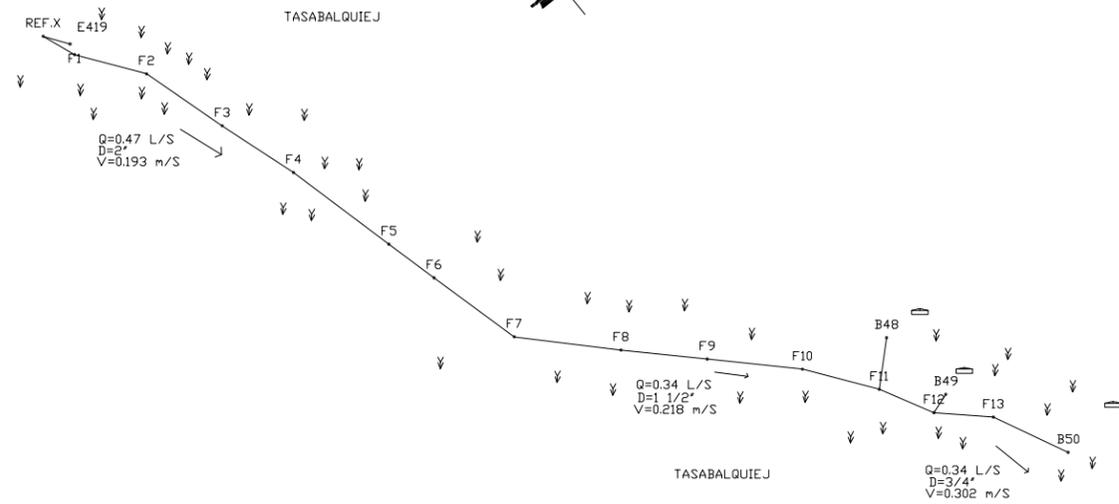
ESCALA: 1/2000

PROYECTO: DISEÑO DE INTRODUCCION DE SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA TASABALQUIEJ RACANA, SANTA MARIA CHIQUIMULA		
DISEÑO: ELISEO GARCIA		
DIBUJO: ELISEO GARCIA		PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPAN
CALCULO: ELISEO GARCIA		
TOPOGRAFIA: ELISEO GARCIA		CONTIENE: PLANTA LINEA DE CONDUCCION
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2009		HOJA NO. 09 18

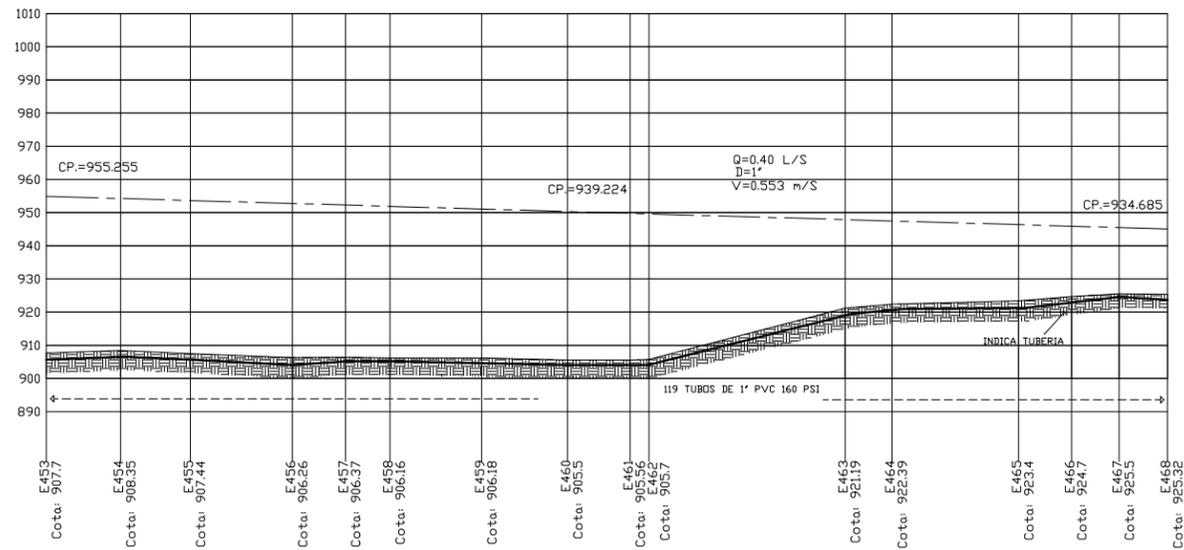
SIMBOLOGIA	
	ESTACION DE CAPTACION DE CALIDAD
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPieza
	REFRIGERIO COMO SEÑAL
	PASO DE RIO
	PASO DE ZANON
	CASA
	BIOLOGIC
	PASO AEREO



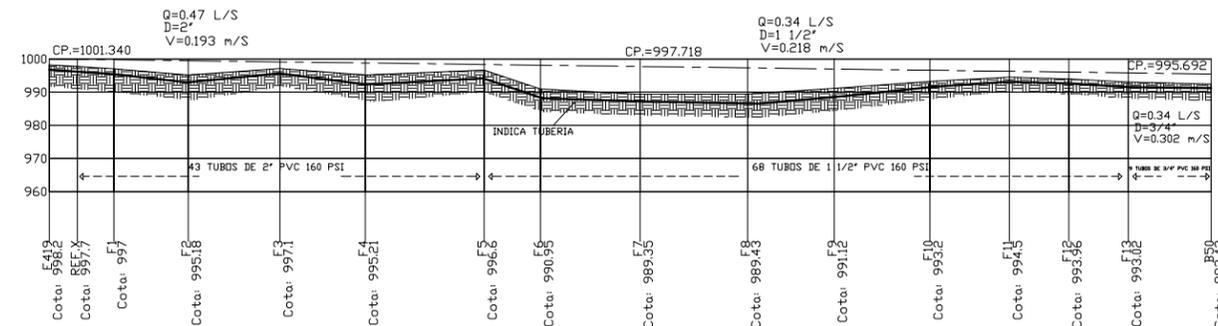
PLANTA DEL SISTEMA DE CONDUCCION AGUA POTABLE DE ESTACION E-453 @ E-468
ESCALA: 1/2000



PLANTA DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION AGUA POTABLE DE ESTACION E-419 @ B-50
ESCALA: 1/2000



PERFIL DE ESTACION E-453 @ E-468
ESCALA: 1 / 10000
ESCALA: 1 / 500

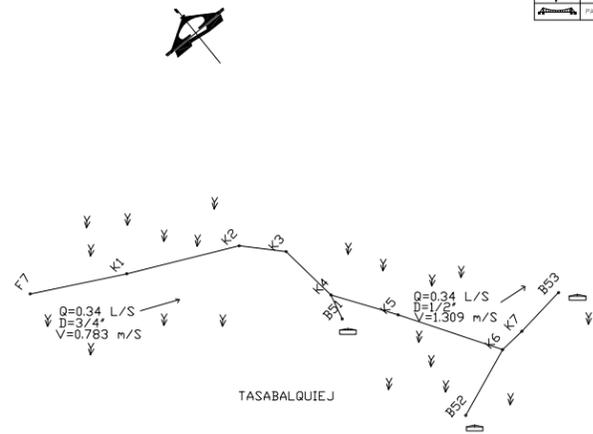


PERFIL DE RAMAL F DE E-419 @ B-50
ESCALA: 1 / 10000
ESCALA: 1 / 500

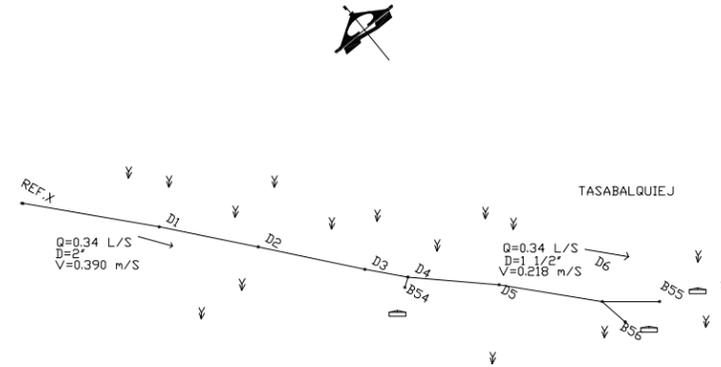
ESCALA: 1/2000

PROYECTO: DISEÑO DE INTRODUCCION DE SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA TASABALQUIEJ RACANA, SANTA MARIA CHIQUIMULA		
DISEÑO: ELISEO GARCIA DIBUJO: ELISEO GARCIA CALCULO: ELISEO GARCIA TOPOGRAFIA: ELISEO GARCIA ESCALA: INDICADA FECHA: FEBRERO DE 2009		
PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPAN		HOJA NO. 12 18
CONTIENE: RAMALES		

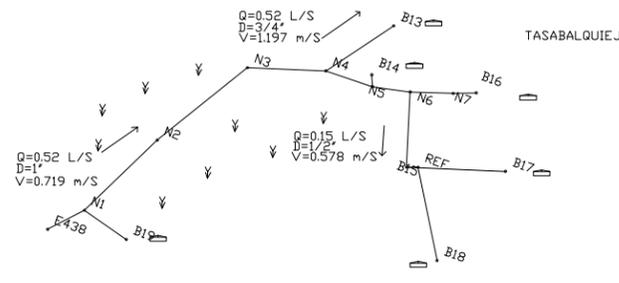
SIMBOLOGIA	
	CAJA CAPTACION DE CAUDALZOS
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE PRESION
	ESPESIMETRO COMO SONDICA
	PASO DE RIO
	PASO DE ZANON
	CASA
	BOSQUE
	PASO AZEVO



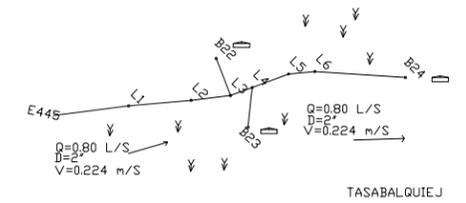
PLANTA DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION
AGUA POTABLE DE ESTACION F-7 @ B-53
ESCALA: 1/2000



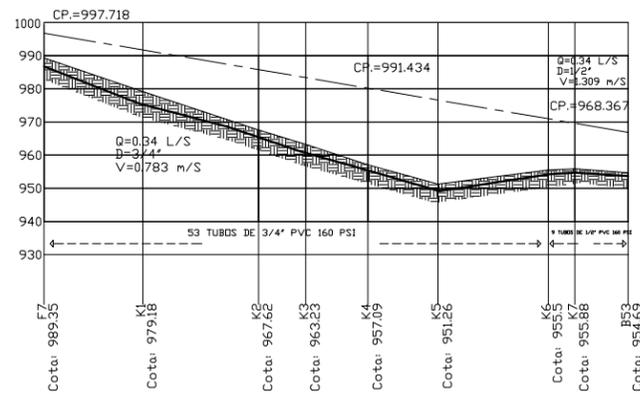
PLANTA DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION
AGUA POTABLE DE ESTACION E-REF. @ B-55
ESCALA: 1/2000



PLANTA DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION
AGUA POTABLE DE ESTACION E-438 @ B-18
ESCALA: 1/2000

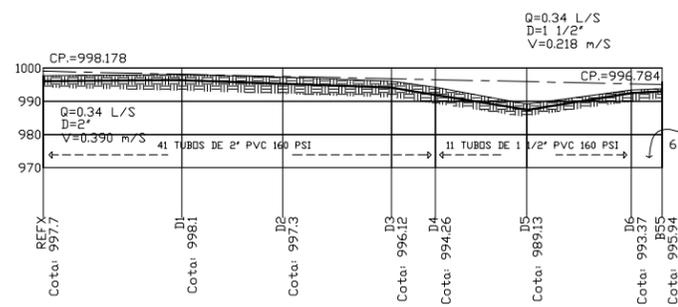


PLANTA DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION
AGUA POTABLE DE ESTACION E-445 @ B-24
ESCALA: 1/2000



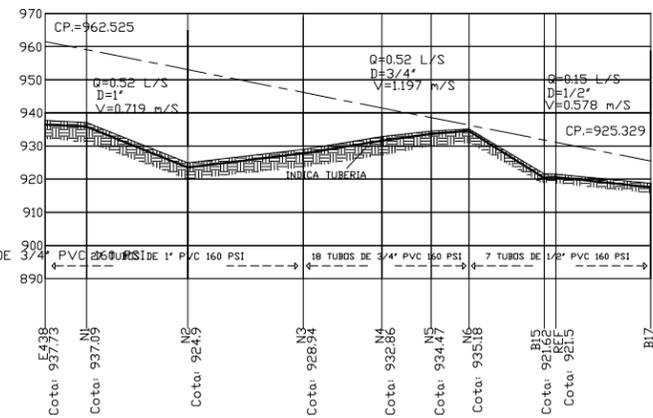
PERFIL DE RAMAL K DE F-7 @ B-53

ESCALA: 1 / 10000
ESCALA: 1 / 500



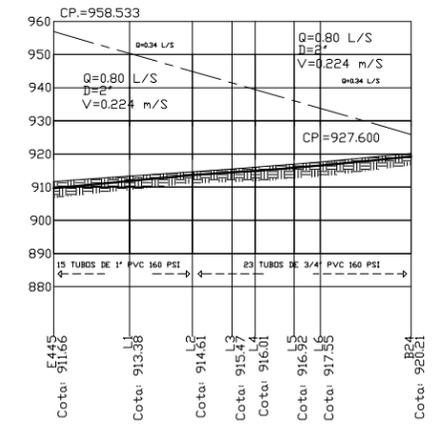
PERFIL DE RAMAL D DE E-REF. @ B-55

ESCALA: 1 / 10000
ESCALA: 1 / 500



PERFIL DE RAMAL D DE E-438. @ B-18

ESCALA: 1 / 10000
ESCALA: 1 / 500



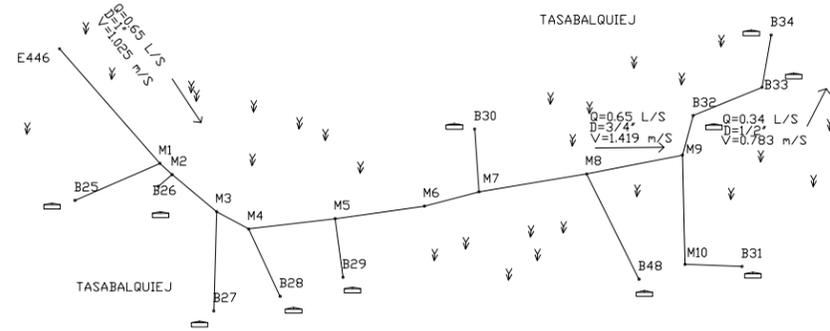
PERFIL DE RAMAL L DE E-445 @ B-24

ESCALA: 1 / 10000
ESCALA: 1 / 500

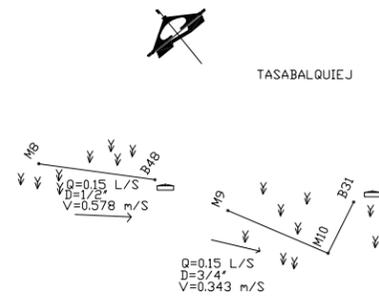
ESCALA: 1/2000

PROYECTO: DISEÑO DE INTRODUCCION DE SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA TASABALQUIEJ RACANA, SANTA MARIA CHIQUIMULA		
DISEÑO: ELISEO GARCIA		
DIBUJO: ELISEO GARCIA		PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPAN
CALCULO: ELISEO GARCIA		
TOPOGRAFIA: ELISEO GARCIA		CONTIENE: RAMALES
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2009		HOJA NO. 13 / 18

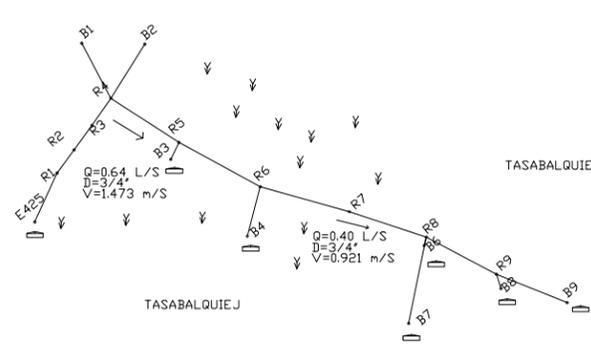
SIMBOLOGIA	
	CAJA CAPTACION DE CAUDALES
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	REPUNZO COMO SE INDICA
	PASO DE RIO
	PASO DE ZANON
	CASA
	BOSQUE
	PASO AZEDO



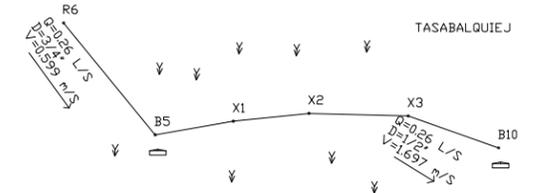
PLANTA DEL SISTEMA DE CONDUCCION AGUA POTABLE DE ESTACION E-446 @ B-34
ESCALA: 1/2000



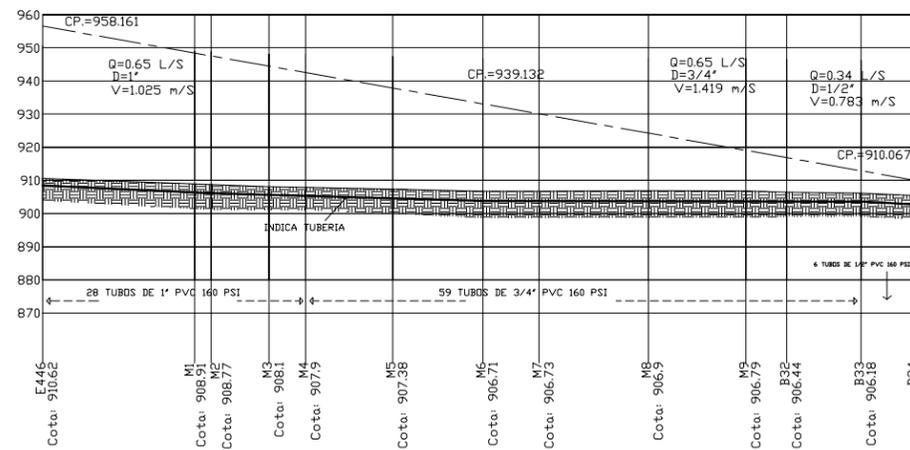
PLANTA DEL SISTEMA DE CONDUCCION AGUA POTABLE DE ESTACION M-8 @ B-48 Y DE M-9 @ B-31
ESCALA: 1/2000



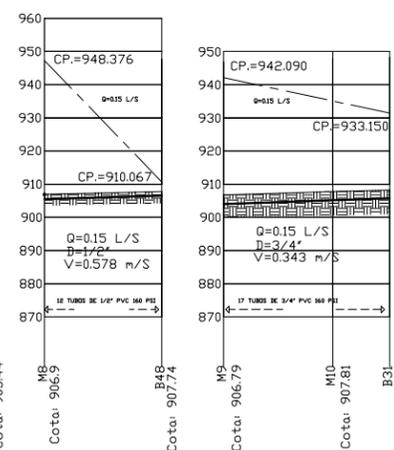
PLANTA DEL SISTEMA DE CONDUCCION AGUA POTABLE DE ESTACION E-424 @ R-9
ESCALA: 1/2000



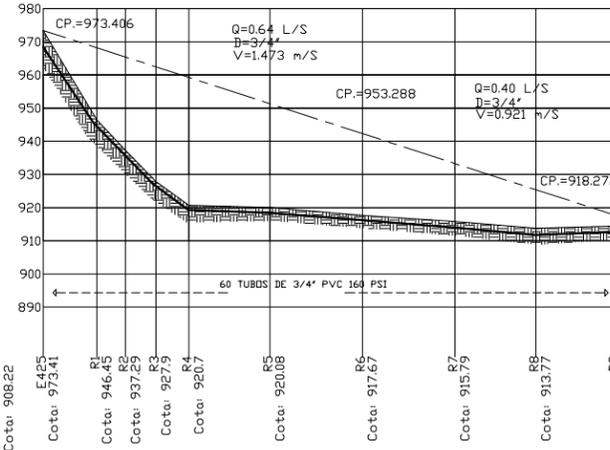
PLANTA DEL SISTEMA DE CONDUCCION AGUA POTABLE DE ESTACION R-6 @ B-10
ESCALA: 1/2000



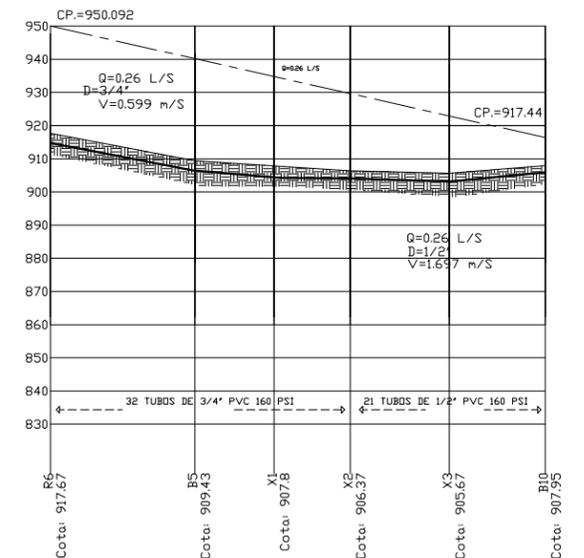
PERFIL DE RAMAL M DE E-446 @ B-34
ESCALA: 1/10000
ESCALA: 1/500



PERFIL DE SUB-RAMAL M DE M-8 @ B-48 Y DE M-9 @ B-31
ESCALA: 1/10000
ESCALA: 1/500



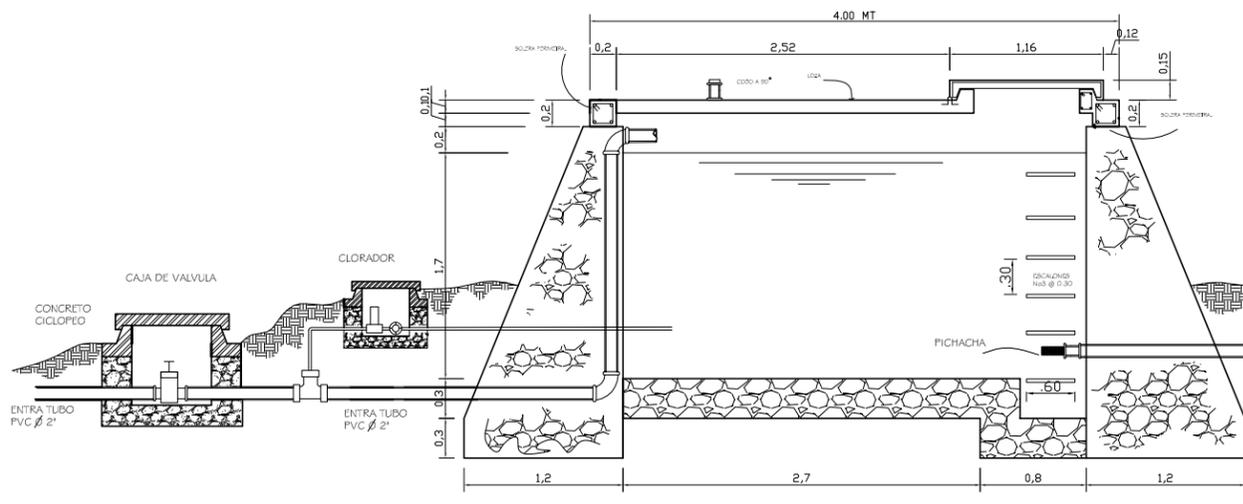
PERFIL DE RAMAL R DE E-424 @ R-9
ESCALA: 1/10000
ESCALA: 1/500



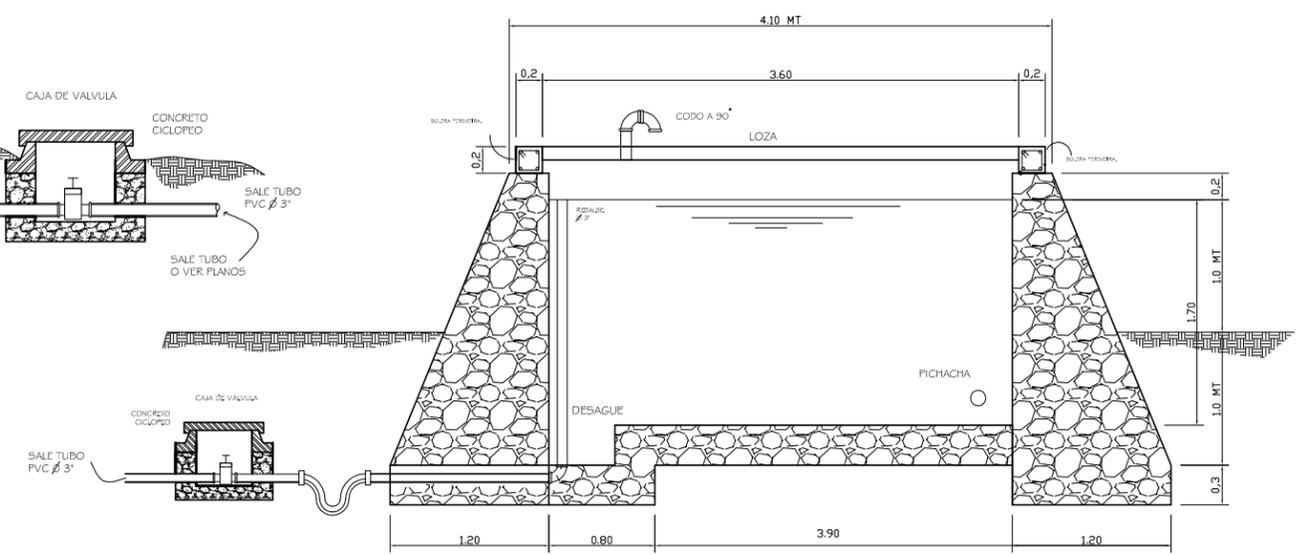
PERFIL DE SUB-RAMAL R DE R-6 @ B-10
ESCALA: 1/10000
ESCALA: 1/500

ESCALA: 1/2000

PROYECTO: DISEÑO DE INTRODUCCION DE SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA TASABALQUIEJ RACANA, SANTA MARIA CHIQUIMULA		
DISEÑO: ELISEO GARCIA	PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPAN	
DIBUJO: ELISEO GARCIA	CONTIENE: RAMALES	HOJA NO. 14 18
CALCULO: ELISEO GARCIA	INGENIERO CIVIL: MANUEL ARRIVILLAGA OCHAMETA	
TOPOGRAFIA: ELISEO GARCIA	FECHA: FEBRERO DE 2009	



SECCION A-A'
ESCALA 1:25



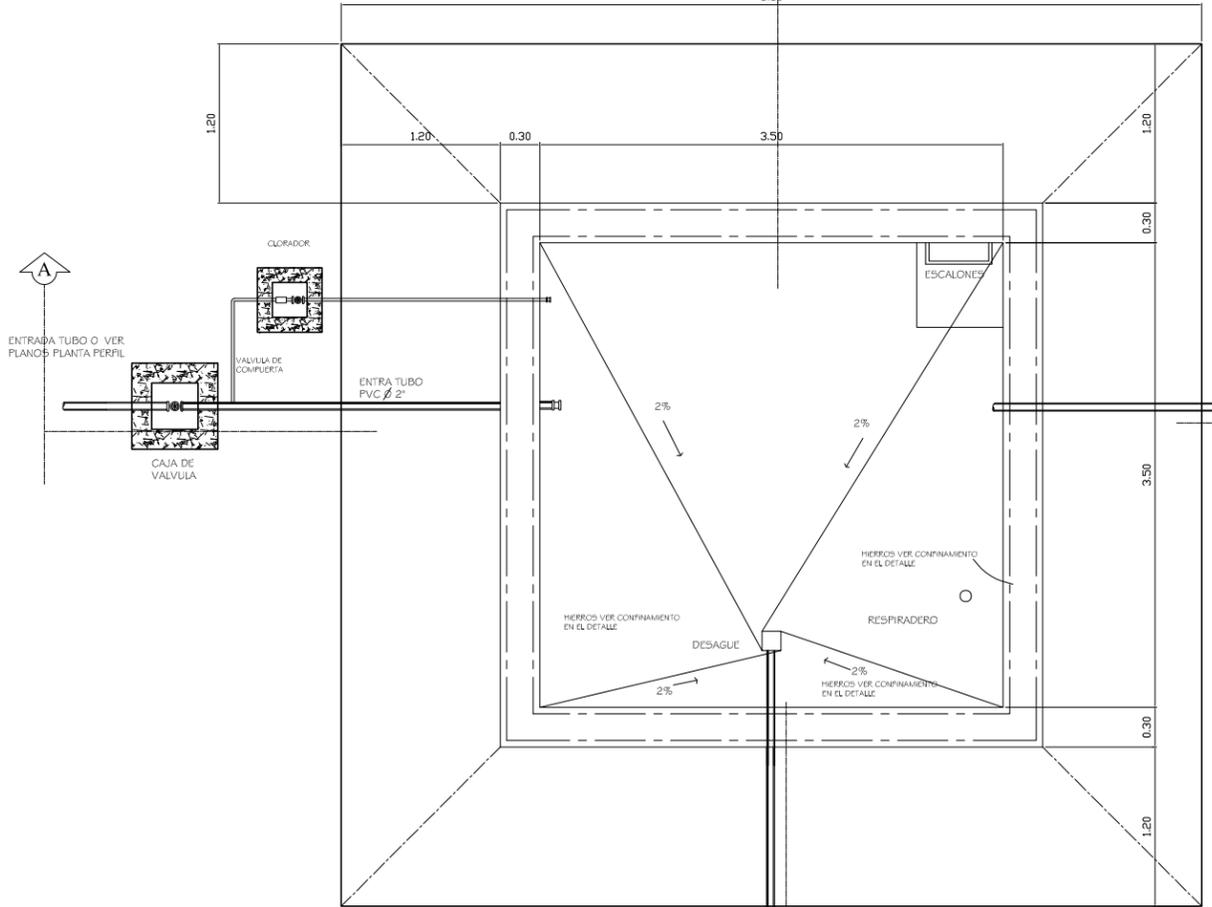
SECCION B-B'
ESCALA 1:25

ESPECIFICACIONES

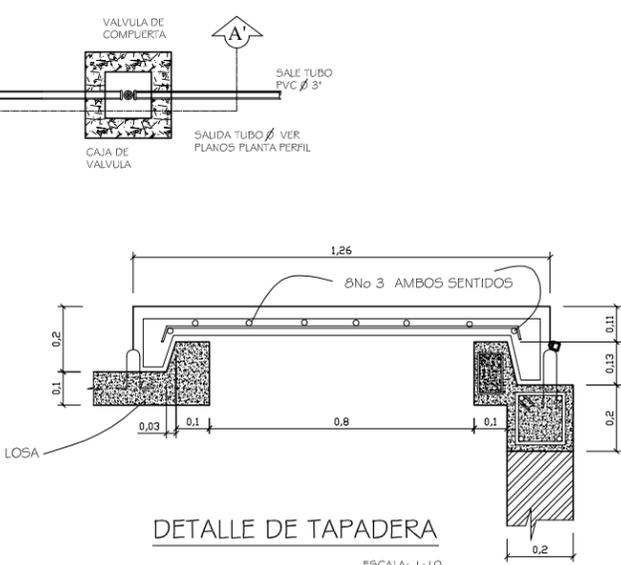
MANPOSTERIA DE PIEDRA
PIEDRA BOLA 67% DE DIAMETRO DE 5"
MORTERO 33%
EL MORTERO A UTILIZAR, SABIETA PROPORCION DE MEZCLA CEMENTO ARENA (2:1).

CONCRETO
 $f_c = 210 \text{ KG/CM}^2 \text{ 3000 PSI}$, PROPORCION DE MEZCLA CEMENTO ARENA Y PIEDRIN (1:2:3).

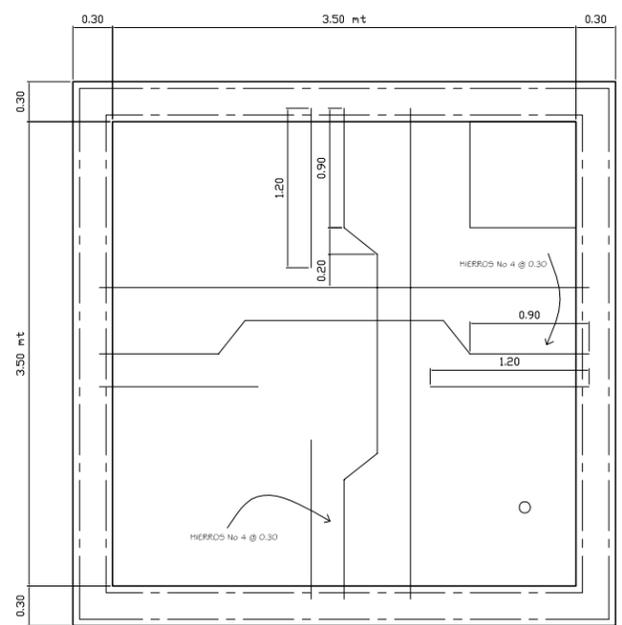
REFUERZO
 $f_y = 2810 \text{ KG/CM}^2$.



PLANTA
ESCALA: 1:25



DETALLE DE TAPADERA
ESCALA: 1:10



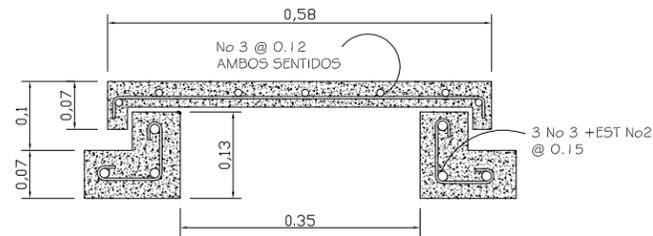
DETALLE DE LOSA
ESCALA: 1:25



DETALLE DE SOLERA
SIN ESCALA

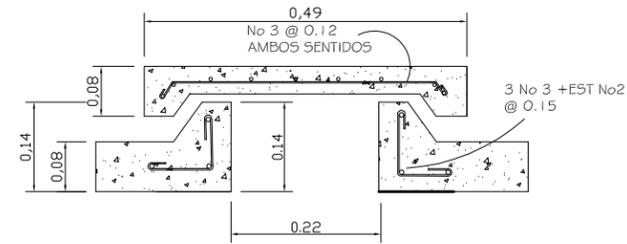
PROYECTO: DISEÑO DE INTRODUCCION DE SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA TASABALQUIEJ RACANA, SANTA MARIA CHIQUIMULA		
DISEÑO: ELISEO GARCIA DIBUJO: ELISEO GARCIA CALCULO: ELISEO GARCIA TOPOGRAFIA: ELISEO GARCIA ESCALA: INDICADA FECHA: FEBRERO DE 2009	PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPAN	
CONTIENE: TANQUE DE DISTRIBUCION DE 20 MT3		HOJA NO. 15 / 18

TAPADERA
escala: 1:5

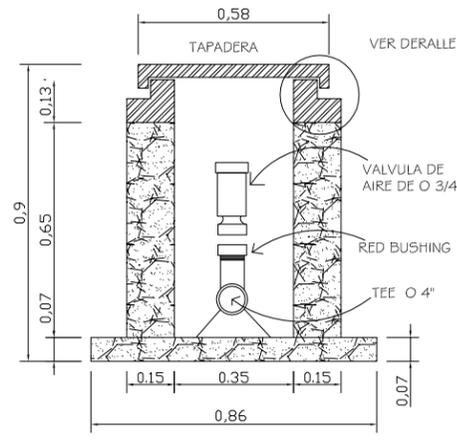
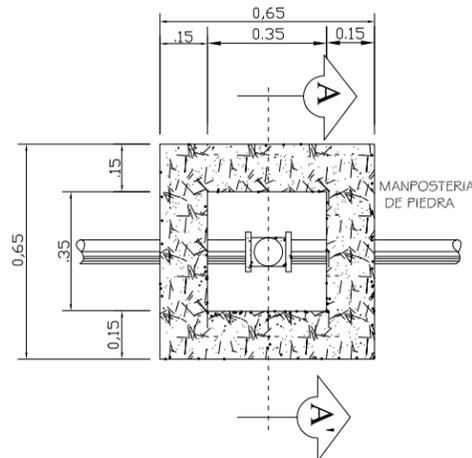


NOTA:
MATERIALES PARA CAJA VALVULA DE AIRE

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	CARRETAS
CEMENTO	3,00	BOLSA	3,00
ARENA DE RIO	0,40	M3	4,80
PIEDRIN	0,30	M3	3,60
PIEDRA	0,75	M3	9,00

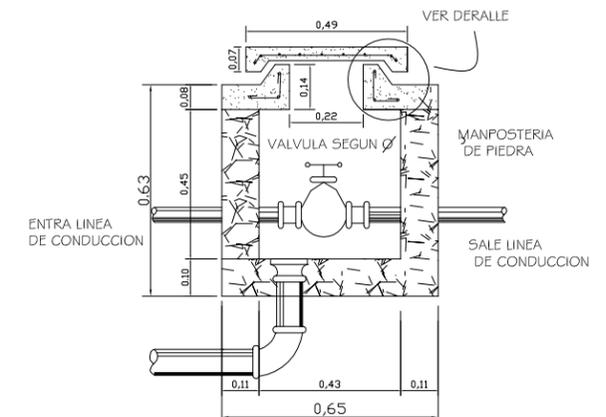
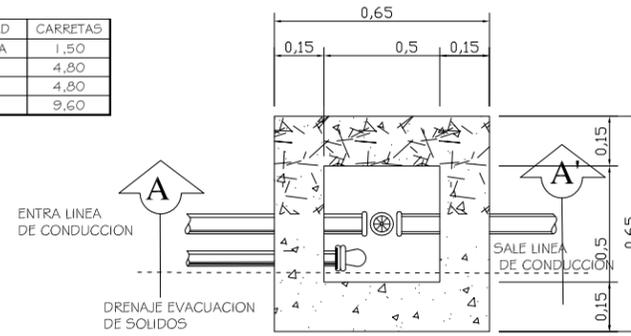


TAPADERA
escala: 1:5



NOTA:
MATERIALES PARA CAJA VALVULA DE LIMPIEZA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	CARRETAS
CEMENTO	1,50	BOLSA	1,50
ARENA DE RIO	0,40	M3	4,80
PIEDRIN	0,40	M3	4,80
PIEDRA	0,80	M3	9,60



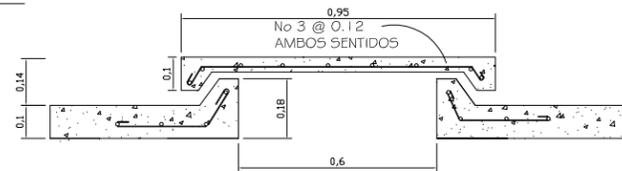
ESPECIFICACIONES
MANPOSTERIA DE PIEDRA
PIEDRA BOLA 67% DE DIAMETRO DE 3"
MORTERO 33%
EL MORTERO A UTILIZAR, SABIETA PROPORCION DE MEZCLA CEMENTO ARENA (2:1).
CONCRETO
F_c = 210 KG/CM² 3000 PSI. PROPORCION DE MEZCLA CEMENTO ARENA Y PIEDRIN (1:2:3).
REFUERZO
F_y = 2810 KG/CM².

PLANTA

CAJA VALVULA DE LIMPIEZA

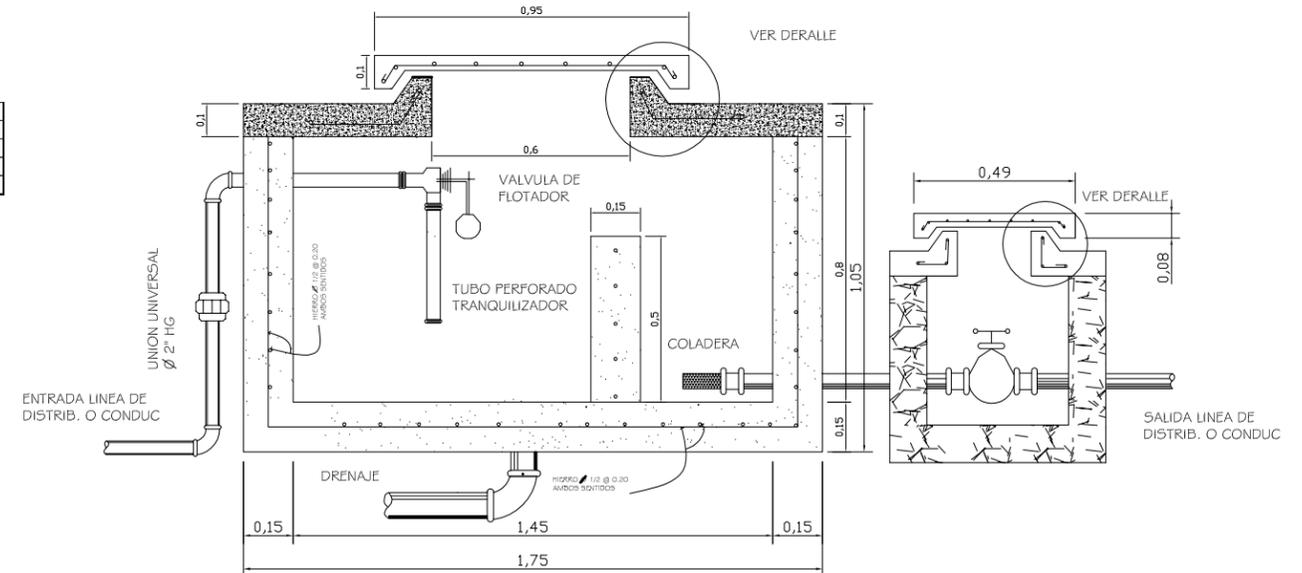
escala: 1:10

TAPADERA



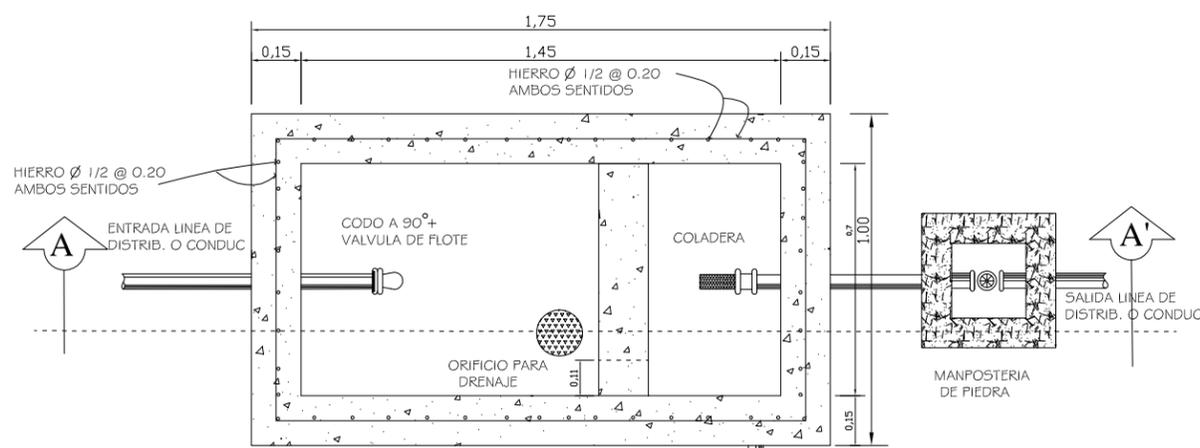
NOTA:
MATERIALES PARA CAJA ROMPEPRESIONES

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	CARRETAS
CEMENTO	5,00	BOLSA	5,00
ARENA DE RIO	1,00	M3	12,00
PIEDRIN	0,75	M3	9,00
PIEDRA DIAMETRO DE 5"	2,00	M3	24,00



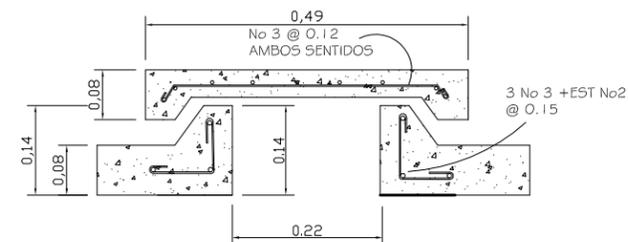
SECCION A-A'
CAJA ROMPEPRESIONES

escala: 1:10



PLANTA
CAJA ROMPEPRESIONES

escala: 1:10



TAPADERA

escala: 1:10

PROYECTO: DISEÑO DE INTRODUCCION DE SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA TASABALQUIEJ RACANA, SANTA MARIA CHIQUIMULA

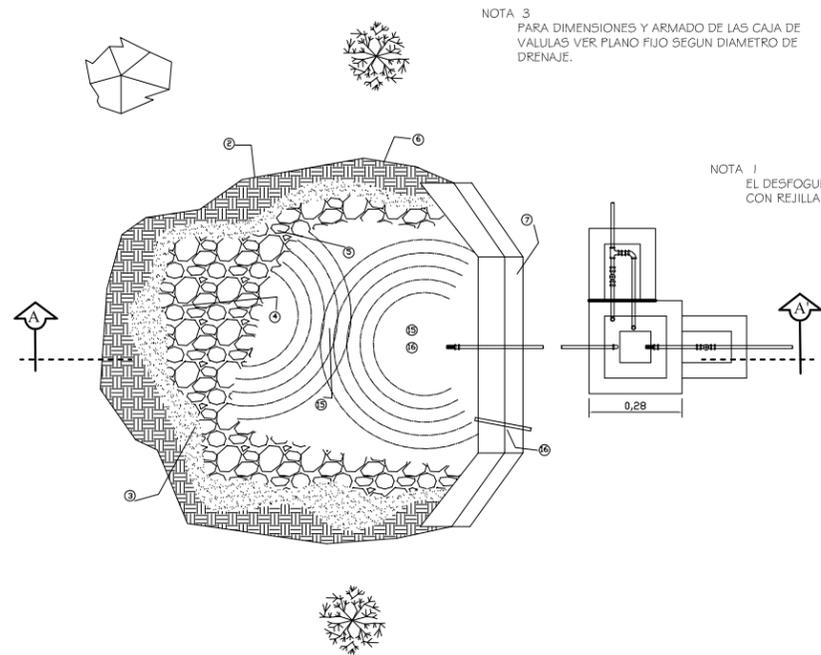
DISEÑO: ELISEO GARCIA
DIBUJO: ELISEO GARCIA
CALCULO: ELISEO GARCIA
TOPOGRAFIA: ELISEO GARCIA
ESCALA: INDICADA
FECHA: FEBRERO DE 2009

PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPAN

CONTIENE: PLANTA DE CONJUNTO

HOJA NO. 16/18

INGENIERO CIVIL: MANUEL ARRIVILLAGA OCHAYTA



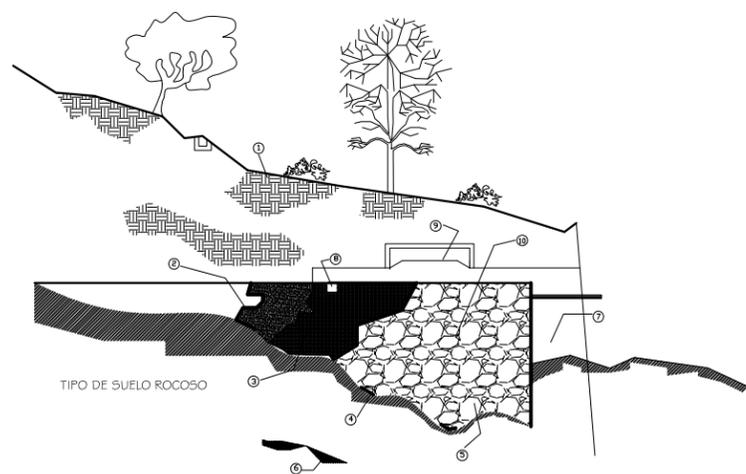
NOTA 3
PARA DIMENSIONES Y ARMADO DE LAS CAJA DE VALLAS VER PLANO FIJO SEGUN DIAMETRO DE DRENAJE.

NOTA 1
EL DESFOGUE DEL REBALSE DEBE ESTAR PROTEGIDO CON REJILLA DE AGUJEROS DE O 3/4".

NOTA.
LA TUBERIA QUE CONDUCE EL AGUA DE LA GALERIA A LA CAJA DE CAPTACION DEBE DISEÑARSE PARA EL CAUDAL MAXIMO QUE PRODUCE LA FUENTE.
EL REBALSE DE O 4" DEBE SER INSTALADO A UN MINIMO DE 5 CM ABAJO DE LAS COTAS MAS BAJAS DEL BROTE DEL MANANTIAL.
LA CONSTRUCCION DE LA VIGA CORTE A-A' QUEDA A CRITERIO DEL CONSTRUCTOR CUANDO SE CONSIDERE NECESARIO.

PLANTA DE CAPTACION DE UN BROTE DEFINIDO

SIN ESCALA



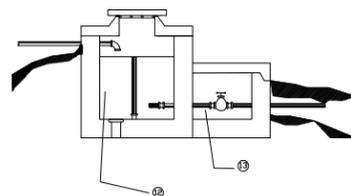
TIPO DE SUELO ROCOSO

CORTE A-A'

SIN ESCALA

OBSERVACIONES

- 1 TERRENONATURAL
- 2 ACUIFERO
- 3 GRAVA DE 1/2"
- 4 GRAVA DE 3"
- 5 PIEDRA BOLA DE 5-10"
- 6 MANTO DE ROCA
- 7 MURO DE CONTENCIÓN DE MANPOSTERIA
- 8 VIGA DE 0.20*0.20 4 O 3/4" + EST. O 1/4"@0.20
- 9 TAPADERA PARA INSPECCION
- 10 SELLO SANITARIO DE CONCRETO ESPESOR 8 CMS
- 11 CONTRACUNETA REVESTIDA
- 12 CAJA UNIFICADORA
- 13 CAJA DE COMPUERTA
- 14 CANDADO PARA INTERPERIE
- 15 DEPOSITO DE AGUA
- 16 REVALSE Ø 4" MINIMO



NOTAS GENERALES

EN ESTE PLANO SE INDICAN LAS ESTRUCTURAS MAS IMPORTANTES. QUEDA A CRITERIO DEL INGENIERO LA DECISION PARA CADA CASO.

LA EXCAVACION DEBE HACERSE HASTA ENCONTRAR EL ESTRATO IMPERMEABLE.

DEBE CAPTARSE LA TOTALIDAD DEL AGUA DEL ACUIFERO DEJANDO PREVISTO REVERSE.

HACER ZANJA DE DRENAJE PARA EVITAR INFILTRACIONES DEL AGUA SUPERFICIAL, ESTA ESTARA A UN MINIMO DE 7M DE LA CAPTACION.

ESPECIFICACIONES

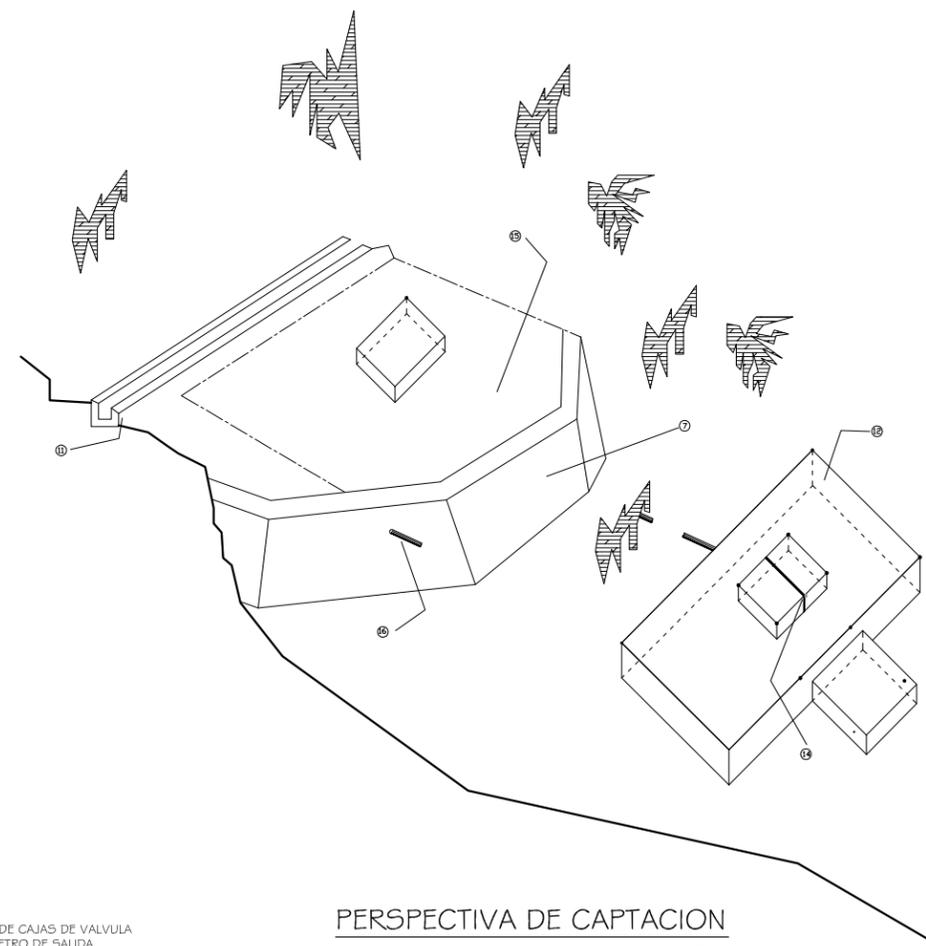
MANPOSTERIA DE PIEDRA
PIEDRA BOLA 67%.
MORTERO 33%.
EL MORTERO A UTILIZAR, SABIETA PROPORCION DE MEZCLA CEMENTO ARENA (2:1).

CONCRETO
F_c = 210 KG/CM² 3000 PSI, PROPORCION DE MEZCLA CEMENTO ARENA Y PIEDRIN (1:2:3).

MUROS
DEBEN IMPERMEABILIZARSE POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA.

LOSAS
DEBE DARSELE UN DESNIVEL DEL 1% HACIA LOS LADOS Y LA SUPERFICIE, CERNIDA CON CEMENTO ARENA EN PROPORCION (1:2).

REFUERZO
F_y = 2810 KG/CM².



PERSPECTIVA DE CAPTACION

SIN ESCALA

NOTA 2

PARA DIMENSIONES Y ARMADO DE CAJAS DE VALVULA VER PLANO TIPICO SEGUN DIAMETRO DE SALIDA

NOTA :

MATERIALES PARA CAJA DE CAPTACION

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	CARRETAS
CEMENTO	5,00	BOLSA	5,00
ARENA DE RIO	1,25	M3	15,00
PIEDRIN	0,75	M3	9,00
PIEDRA	2,00	M3	24,00

PROYECTO: DISEÑO DE INTRODUCCION DE SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA TASABALQUIEJ RACANA, SANTA MARIA CHIQUIMULA

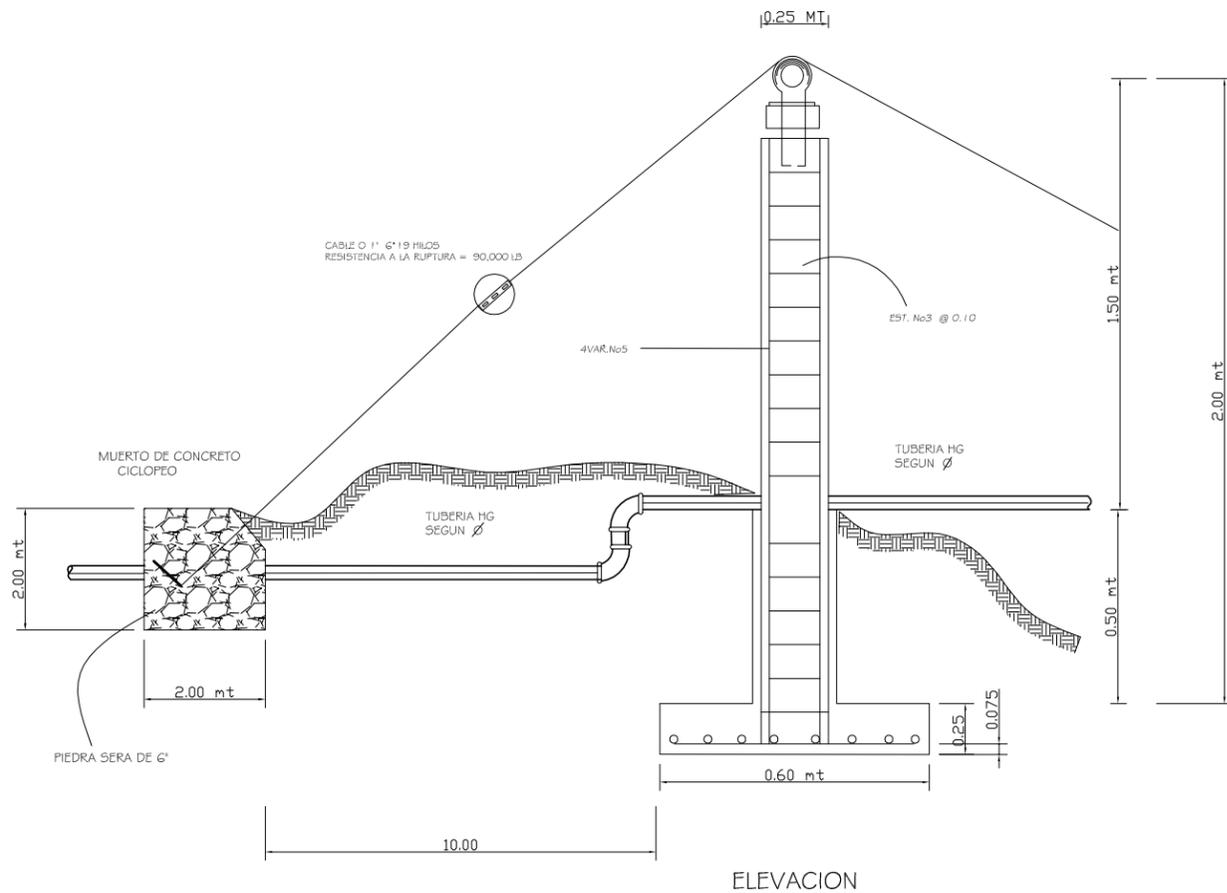
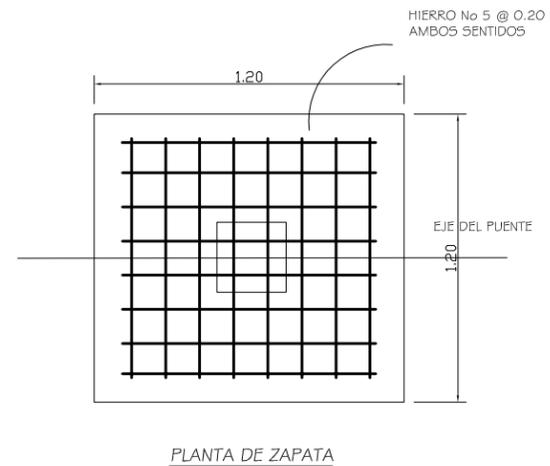
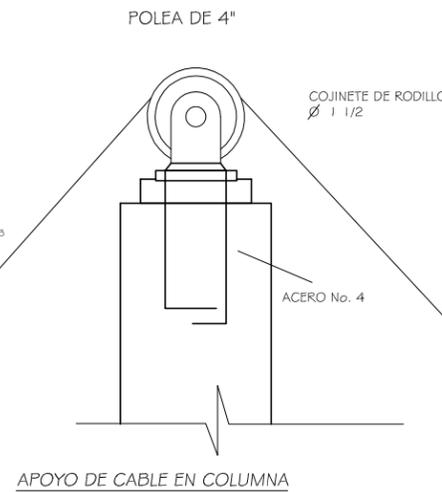
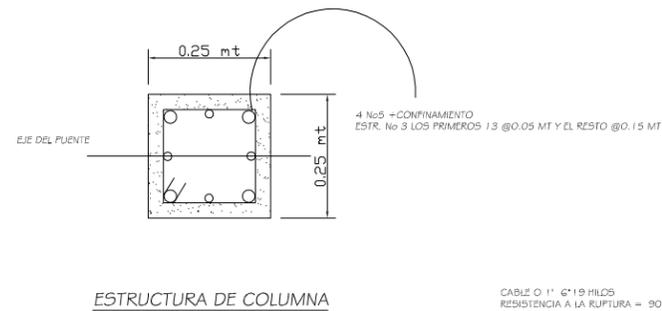
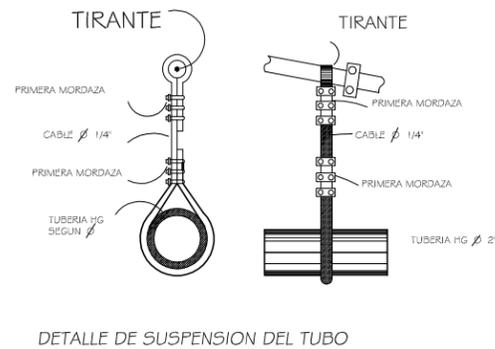
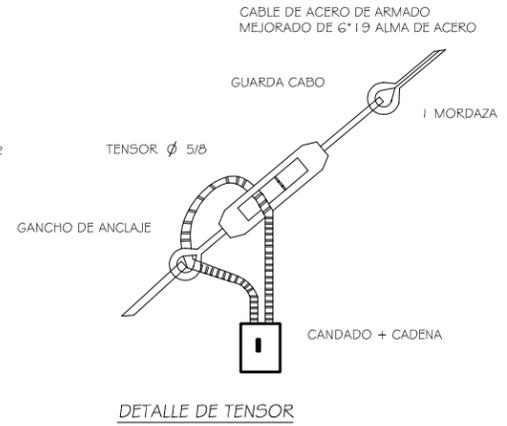
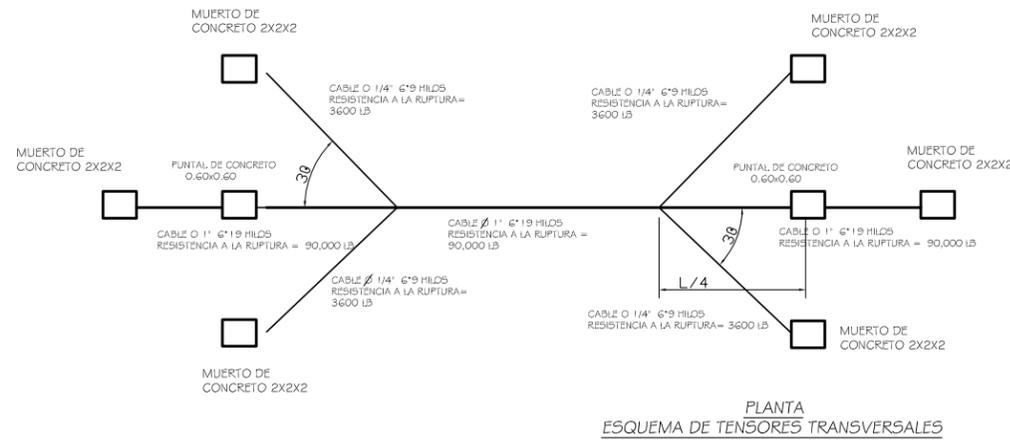
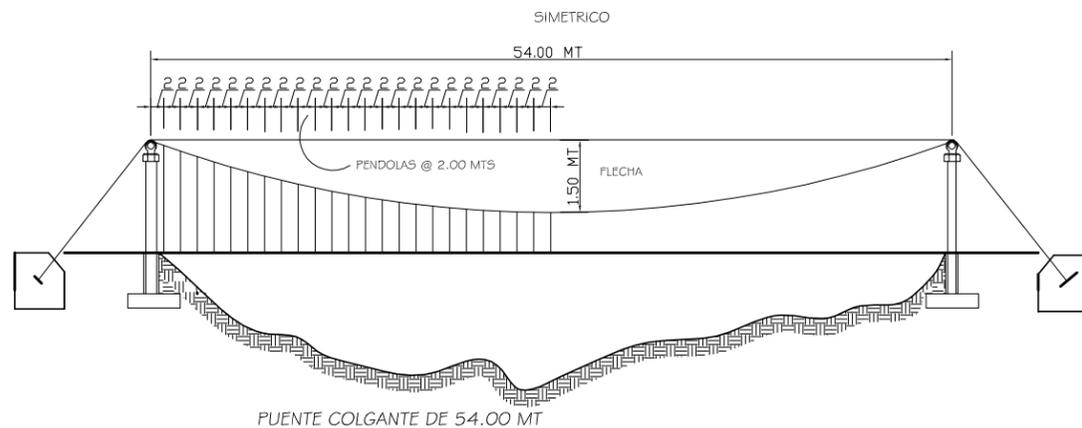
DISEÑO: ELISEO GARCIA
DIBUJO: ELISEO GARCIA
CALCULO: ELISEO GARCIA
TOPOGRAFIA: ELISEO GARCIA
ESCALA: INDICADA
FECHA: FEBRERO DE 2009

PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPAN

CONTIENE: CAJA DE CAPTACION

HOJA NO. 17/18

INGENIERO CIVIL: MANUEL ARRIVILLAGA OCHAITA



NOTAS GENERALES

VARIOS

EL NIVEL DE LA CIMENTACION DE ZAPATAS SERA EL MISMO DE COLUMNAS Y ESTAS ULTIMAS QUEDARAN ALINEADAS CON LOS MUERTOS RESPECTIVOS.

LA ESTRUCTURA HA SIDO CALCULADA PARA UN SUELO CUYA CAPACIDAD DE SOPORTE SEA NO MENOR DE 15 TON/M2 .

EL RECUBRIMIENTO EN COLUMNAS Y ZAPATAS SERA DE 4 Y 7.5 CMS.

LA MORDAZA DE EMPALME SE COLOCARAN DE MODO QUE LA BASE DE LA MISMA SE TOQUE CON LA PROLONGACION DEL CABLE.

EL PUENTE HA SIDO DISEÑADO PARA EL USO EXCLUSIVO DEL PASO DE LA TUBERIA.

A LOS GANCHOS DE ANCLAJE SE LES DEBERA APLICAR DOS MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA.

TODAS LAS MEDIDAS SON DADAS EN METROS.

TODOS LOS EXTREMOS DEL CABLE DEBERAN PROTEGERSE CON 8 A 10 VUELTAS DE ALAMBRE GALVANIZADO.

EL DIAMETRO DE LA PIEDRA SERA DE 6" PARA LOS MUERTOS.

NOTAS GENERALES

MATERIALES

SE USARA CONCRETO CON REFUERZO DE RUPTURA A LA COMPRESION DE 210 KG/CM2 A LOS 28 DIAS PARA LA FUNDICION DE LAS COLUMNAS Y ZAPATAS, PROPORCIONES 1:2:3

SE USARA ACERO DE REFUERZO GRADO 40 KSI

SE USARA CABLE DE ACERO DE O ARMADO MEJORADO COMPUESTO DE AG GORDONES DE 19 ALAMBRES POR CORDON.

No.	CANT.	DESCRIPCION PENDOLA	LONGITUD (M)
1	1	CABLE Ø 1/4"	0.50 MT
2	2	CABLE Ø 1/4"	0.52 MT
3	2	CABLE Ø 1/4"	0.57 MT
4	2	CABLE Ø 1/4"	0.61 MT
5	2	CABLE Ø 1/4"	0.65 MT
6	2	CABLE Ø 1/4"	0.71 MT
7	2	CABLE Ø 1/4"	0.78 MT
8	2	CABLE Ø 1/4"	0.86 MT
9	2	CABLE Ø 1/4"	1.07 MT
10	2	CABLE Ø 1/4"	1.19 MT
11	2	CABLE Ø 1/4"	1.33 MT
12	2	CABLE Ø 1/4"	1.48 MT
13	2	CABLE Ø 1/4"	1.64 MT
14	2	CABLE Ø 1/4"	1.81 MT

PROYECTO: DISEÑO DE INTRODUCCION DE SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA TASABALQUIEJ RACANA, SANTA MARIA CHIQUIMULA

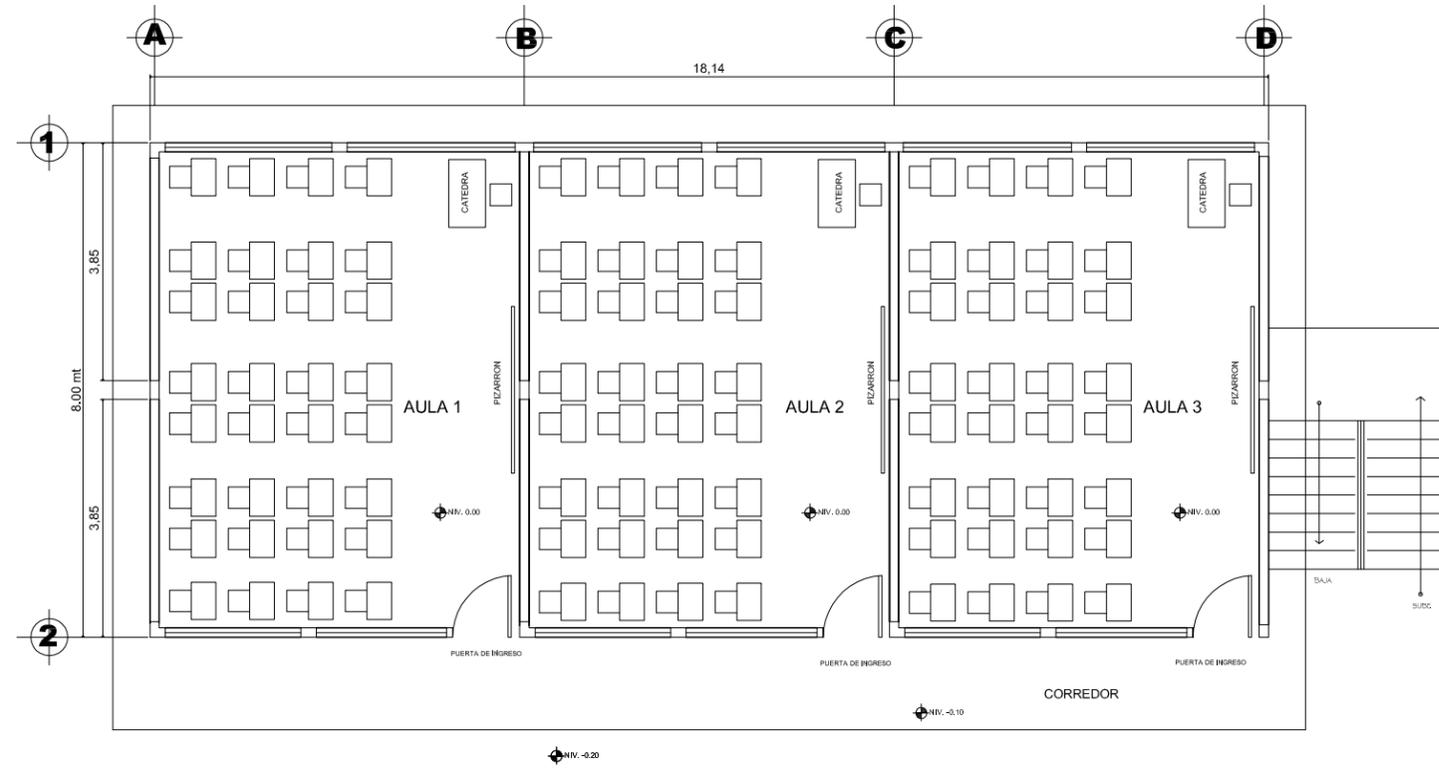
DISEÑO: ELISEO GARCIA
DIBUJO: ELISEO GARCIA
CALCULO: ELISEO GARCIA
TOPOGRAFIA: ELISEO GARCIA
ESCALA: INDICADA
FECHA: FEBRERO DE 2009

PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TONONICAPAN

CONTIENE: PASO AEREO DE 56 MT

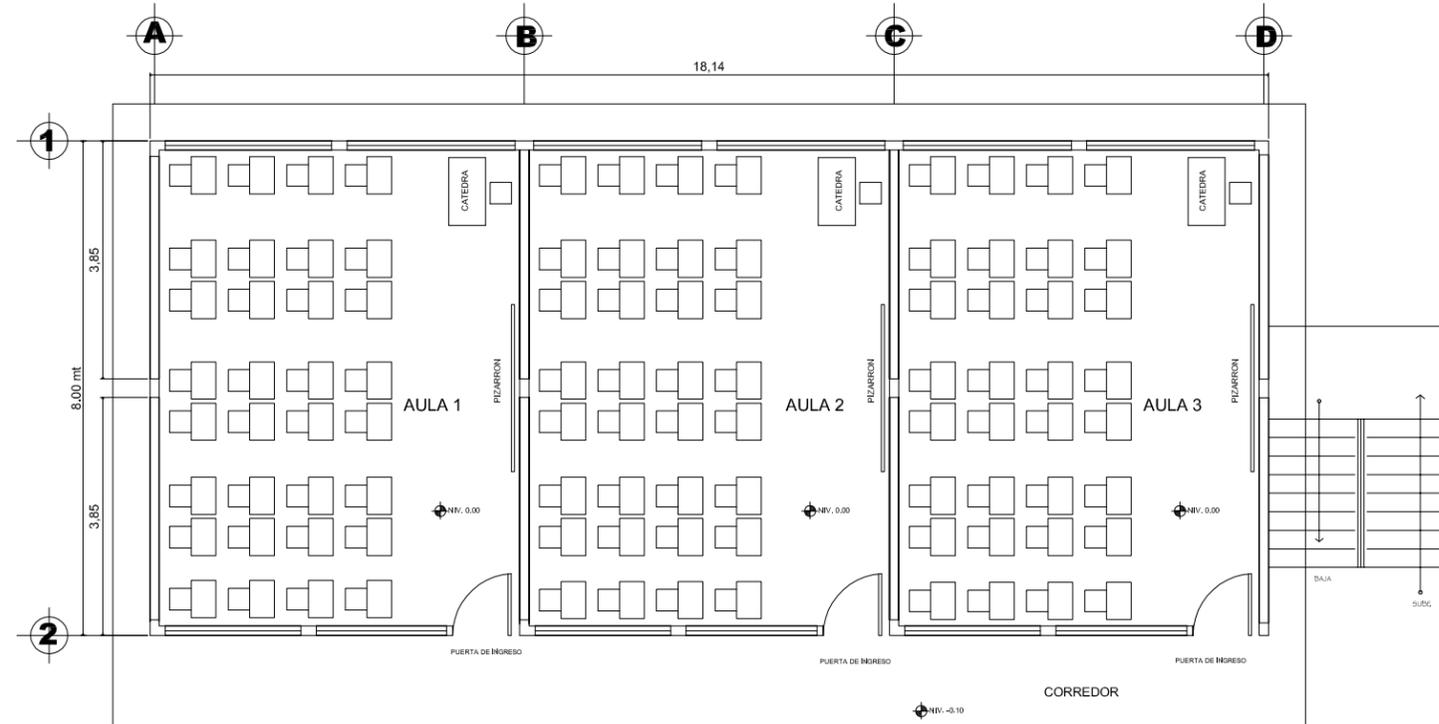
HOJA No. 18/18

INGENIERO CIVIL: MANUEL ARRIVILLAGA OCMETA



PLANTA BAJA AMUEBLADA

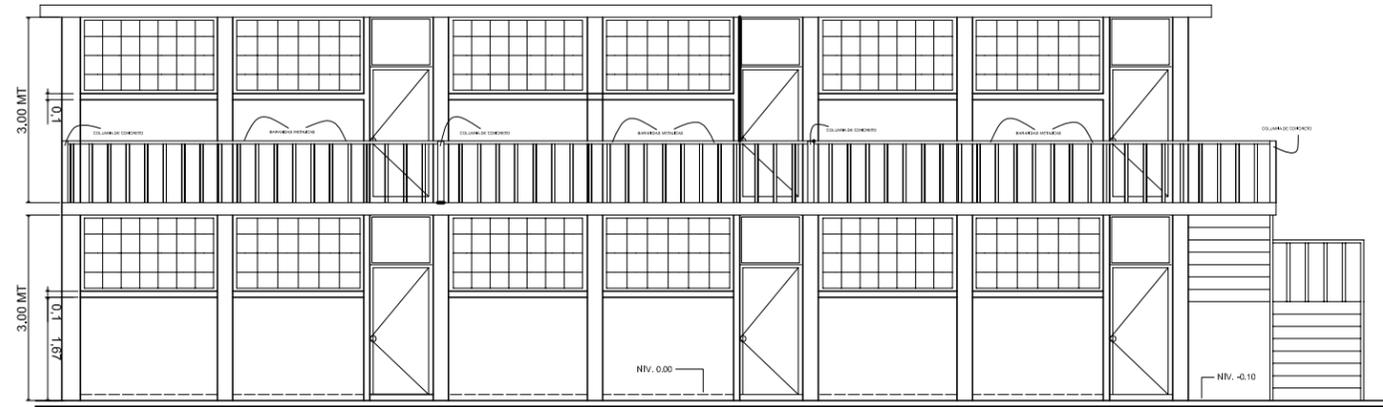
ESCALA: 1:75



PLANTA ALTA AMUEBLADA

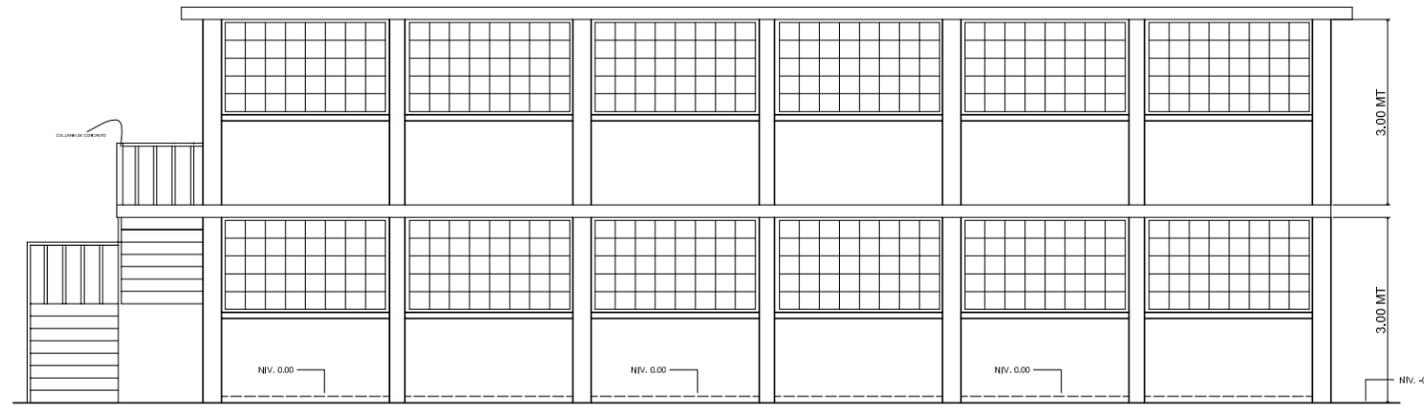
ESCALA: 1:75

PROYECTO: DISEÑO DE ESCUELA CASERIO CHUARAX-ABAJ SANTA MARIA CHIQUIMULA		
DISEÑO: ELISEO GARCÍA		
DIBUJO: ELISEO GARCÍA		PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPÁN
CALCULO: ELISEO GARCÍA		
TOPOGRAFIA: ELISEO GARCÍA		CONTIENE: PLANTA DE DISTRIBUCION
ESCALA: INDICADA		
FECHA: JUNIO DE 2009		HOJA No. 01 09
P) _____ INGENIERO CIVIL: MANUEL ARRIVILLAGA OCHAETA COLEGIADO		



ELEVACION FRONTAL

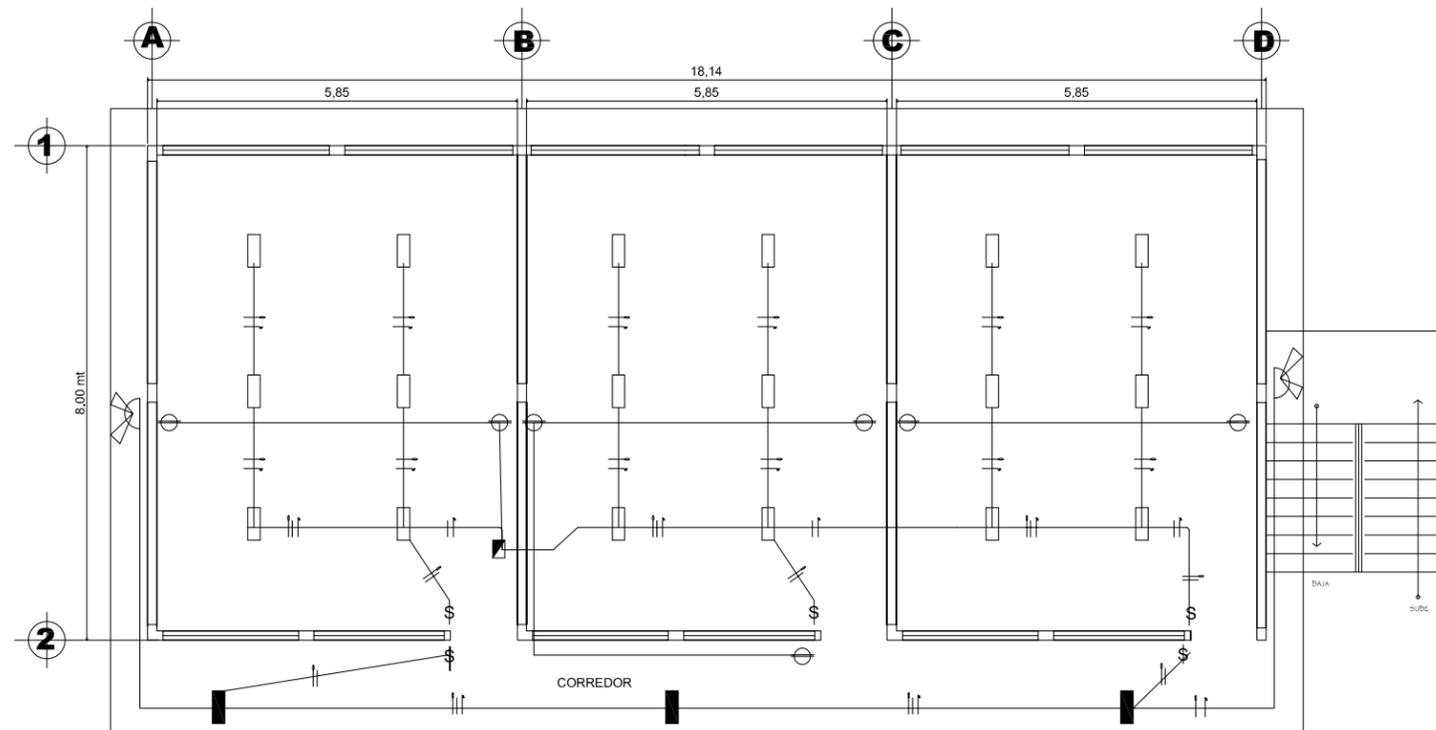
ESCALA: 1:75



ELEVACION POSTERIOR

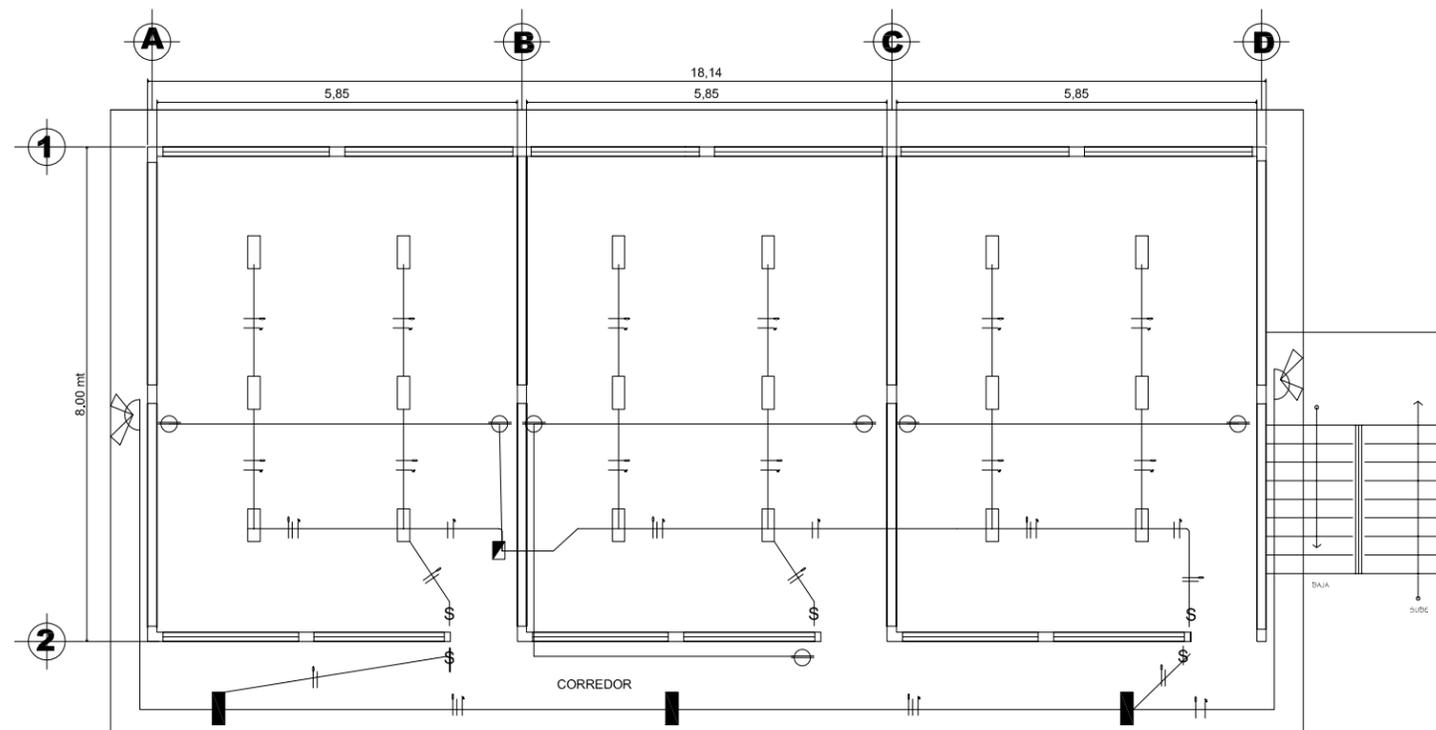
ESCALA: 1:75

PROYECTO: DISEÑO DE ESCUELA CASERIO CHUARAX-ABAJ SANTA MARIA CHIQUIMULA 	
DISEÑO: ELISEO GARCÍA DIBUJO: ELISEO GARCÍA CALCULO: ELISEO GARCÍA TOPOGRAFIA: ELISEO GARCÍA ESCALA: INDICADA FECHA: JUNIO DE 2009	PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TONONICAPÁN CONTIENE: FACHADA FRONTAL Y FACHADA POSTERIOR HOJA No. 02/09
INGENIERO CIVIL: MANUEL ARRIVILLAGA OCHAETA COLEGIADO	



PLANTA BAJA ELECTRICA (ILUMINACION Y FUERZA)

ESCALA: 1:75



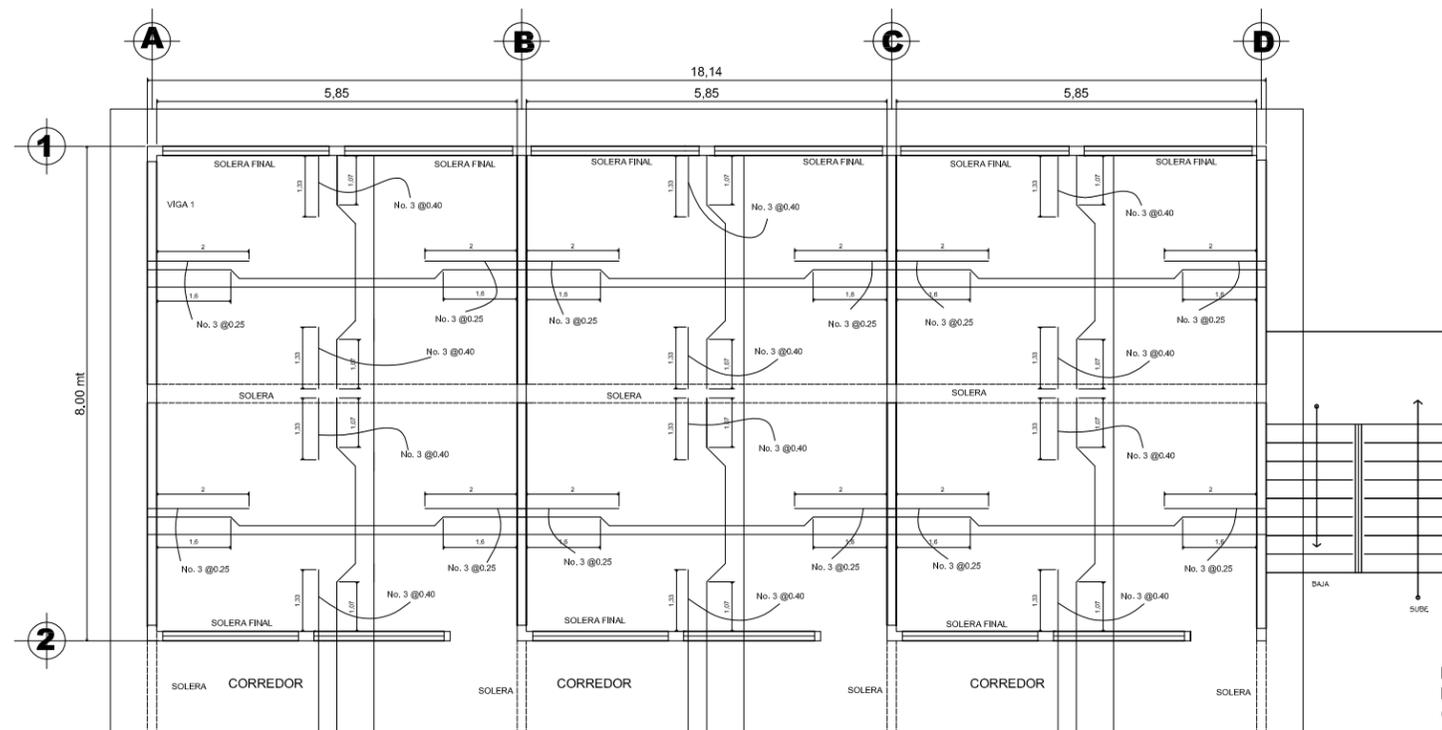
PLANTA ALTA ELECTRICA (ILUMINACION Y FUERZA)

ESCALA: 1:75

NOTA:
 TODO EL ALAMBRE SERA No. 12 THW AWG.
 LAS LAMPARAS SERAN DE TIPO LISTON.
 TUBERIA DE ACOMETIDA HG DE DIAMETRO 1 1/2" LONG. 1.50 MT.
 TODA LA TUBERIA DE ILUMINACION SERA RIGIDA TIPO DUCTO DE 1/2"
 TODA LA TUBERIA DE FUERZA SERA DE POLIDUCTO DE 3/4"
 LA TUBERIA ELECTRICA DEBERA QUEDAR FUERA DE LAS COLUMNAS

NOMENCLATURA ELECTRICA	
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	LAMPARA FLUORESCENTES DE 1 GASNEON DE 40 wX 40
	LAMPARA FLUORESCENTE DE 2 GASNEONES 40wX 40
	INTERRUPTOR SIMPLE A 1.62 SOBRE EL NIV. 0.00
	TUBERIA EN CIELO
	CONDUCTOR ACTIVO
	RETORNO
	CONDUCTOR NEUTRO
	ORDEN DE ENCENDIDO
	INTERRUPTOR DOBLE A 1.6 MT SOBRE EL NIV. 0.00
	REFLECTOR SPC LIGHT 2 X 75 w
	TUBERIA DE TOMACORRIENTES ES SUBTERRANEA

PROYECTO:		DISEÑO DE ESCUELA CASERIO CHUARAX-ABAJ SANTA MARIA CHIQUIMULA		
DISEÑO: ELISEO GARCÍA		PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPÁN		
DIBUJO: ELISEO GARCÍA		CONTIENE: PLANTA ELECTRICA Y FUERZA		HOJA No. 03 09
CALCULO: ELISEO GARCÍA		FECHA: JUNIO DE 2009		
TOPOGRAFIA: ELISEO GARCÍA		INGENIERO CIVIL: MANUEL ARRIVILLAGA OCHAETA COLEGIADO		
ESCALA: INDICADA				

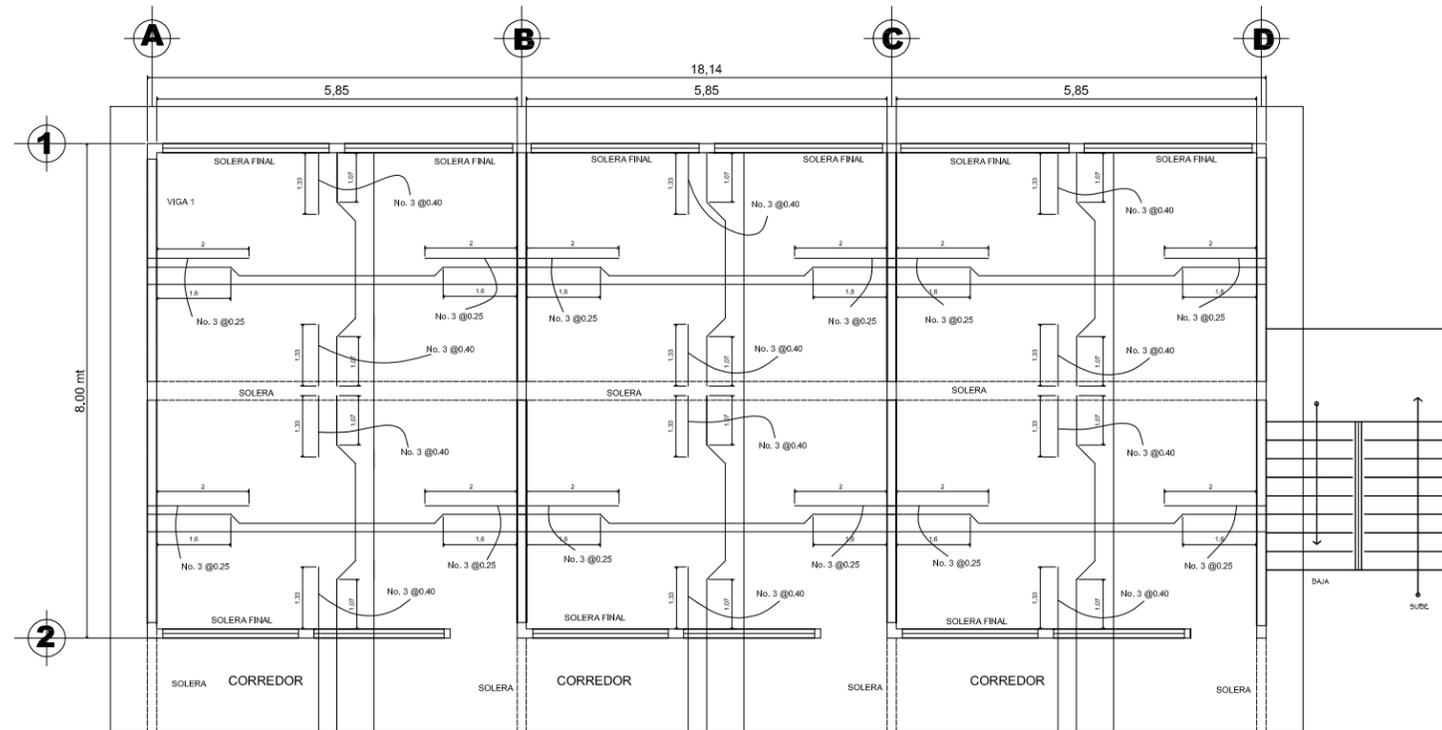


PLANTA BAJA DE LOSA

ESCALA: 1:75

NOTA:
 EL ACERO DEBERA TENER UN $f'c = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
 GANCHOS DIAMETRO MINIMO DE DOBLEZ PARA VARRILLAS DEL No. 3 AL No. 6
 15 DIAMETROS DE LA VARRILLA.
 LONGITUDES DE DESARROLLO DE VARRILLAS SUJETAS A TENSION Y TRASLAPES,
 No. 4 0.30 MT.
 TODAS LA VARRILLAS SE DOBLARAN EN FRIO
 CODIGO DE DISEÑO ACI 318-71
 No. 5 Y No. 6 0.36 MT.

CARGAS:
 CONCRETO 2400 Kg/m³
 SUELO 1600 kG/m³
 VIVA ENTRE PISO 200 Kg/m²
 VIVA TECHO 100 Kg/m²
 MURO 200 Kg/m²



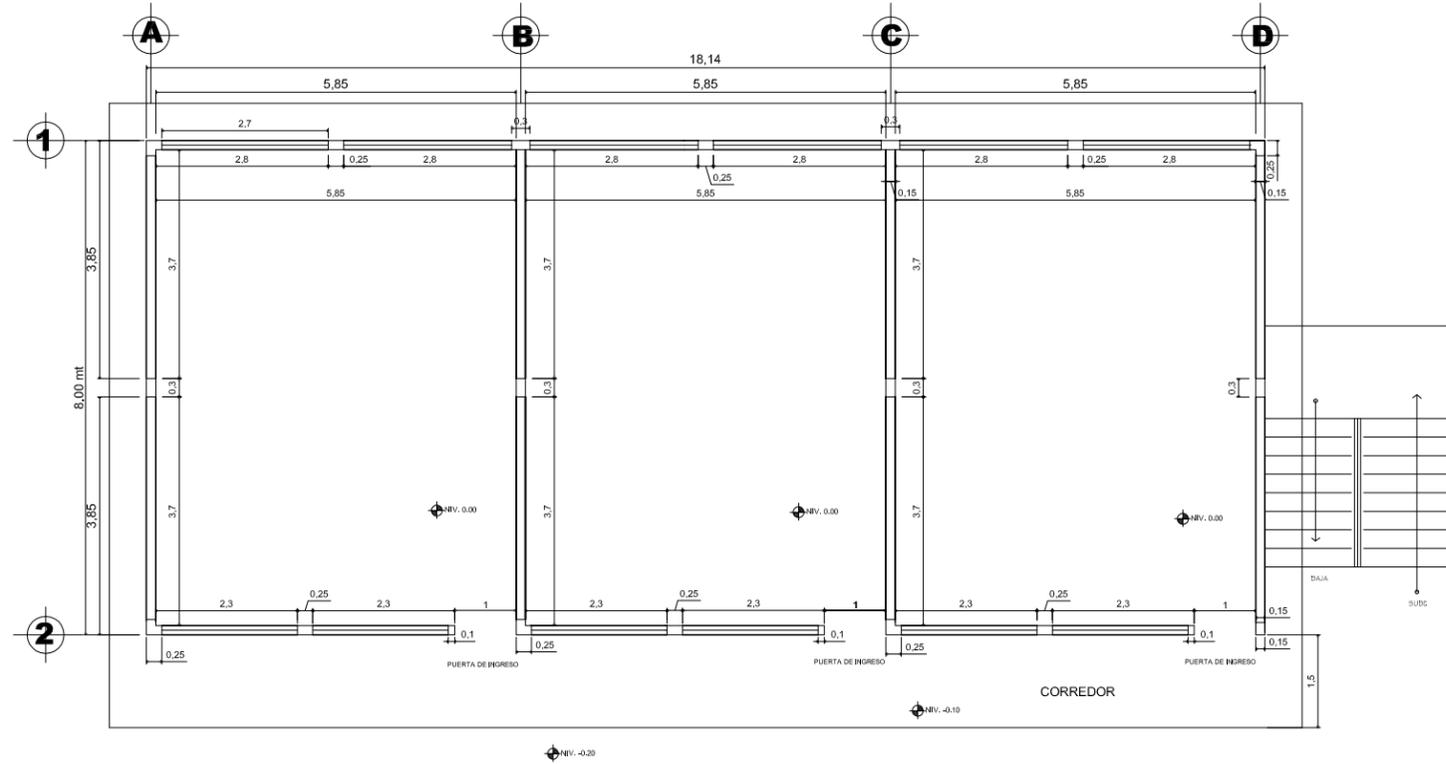
PLANTA ALTA DE LOSA

ESCALA: 1:75

MUROS:
 EL LEVANTADO DE MUROS SE HARA CON BLOCK DE 0.15X0.19X0.39 MT.
 UNIDO CON SABIETA EN PROPORCION 1:3 (CEMENTO + ARENA DE RIO)
 EL PESO DE LOS MUROS ES DE = 200Kg/m²

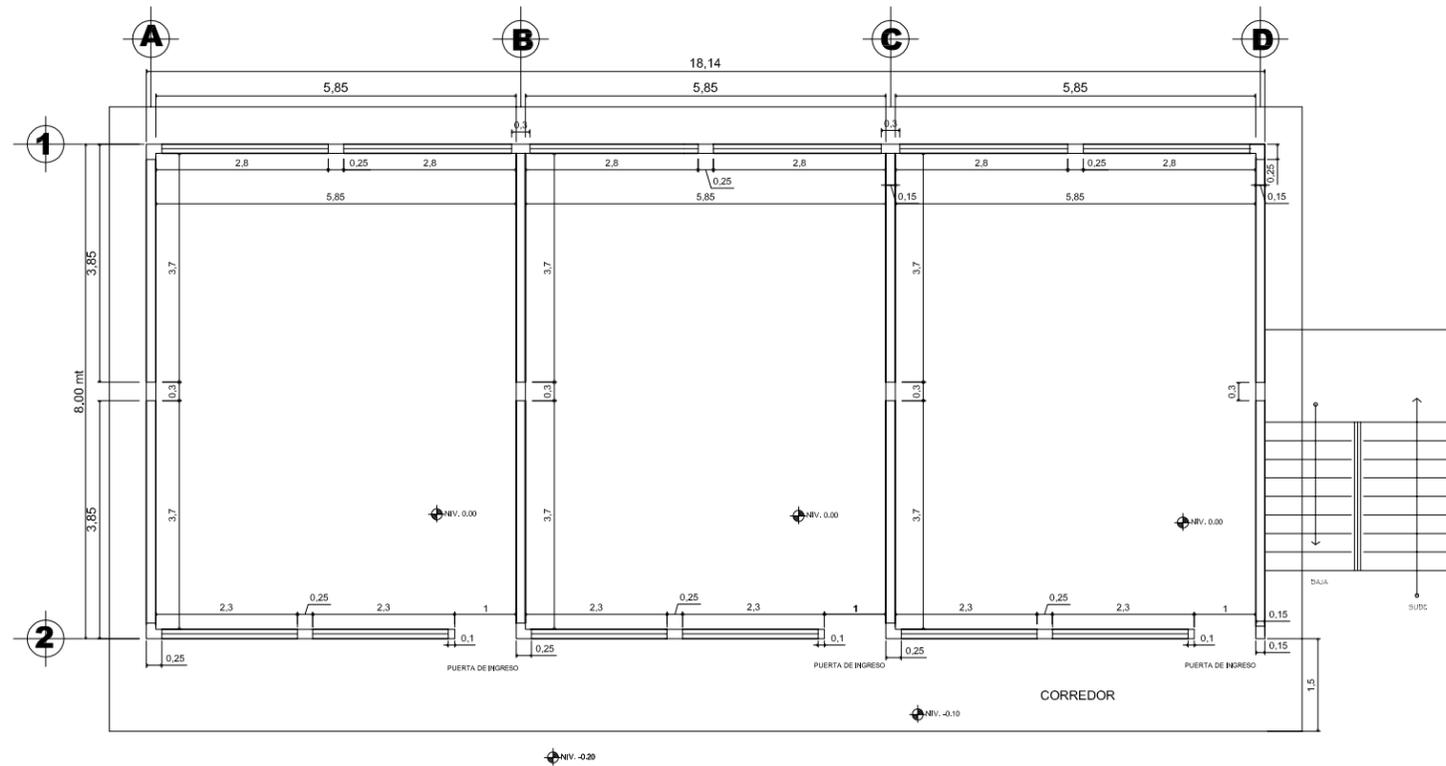
NOTA:
 EL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL INICIA DESDE
 EL EXTREMO DE CADA SOLERA @ 0.20 MT.
 LA SOLERA INTERMEDIA Y LA SOLERA FINAL TIENEN LAS
 MISMAS CARACTERISTICAS EN DIMENSION Y REFUERZO.

PROYECTO:		DISEÑO DE ESCUELA CASERIO CHUARAX-ABAJ SANTA MARIA CHIQUIMULA		
DISEÑO: ELISEO GARCÍA		PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPÁN		
DIBUJO: ELISEO GARCÍA		CONTIENE: PLANTA DE LOSA		HOJA No. 04 09
CALCULO: ELISEO GARCÍA		FECHA: JUNIO DE 2009		
TOPOGRAFIA: ELISEO GARCÍA		INGENIERO CIVIL: MANUEL ARRIVILLAGA OCHAETA COLEGIADO		
ESCALA: INDICADA				



PLANTA BAJA ACOTADA

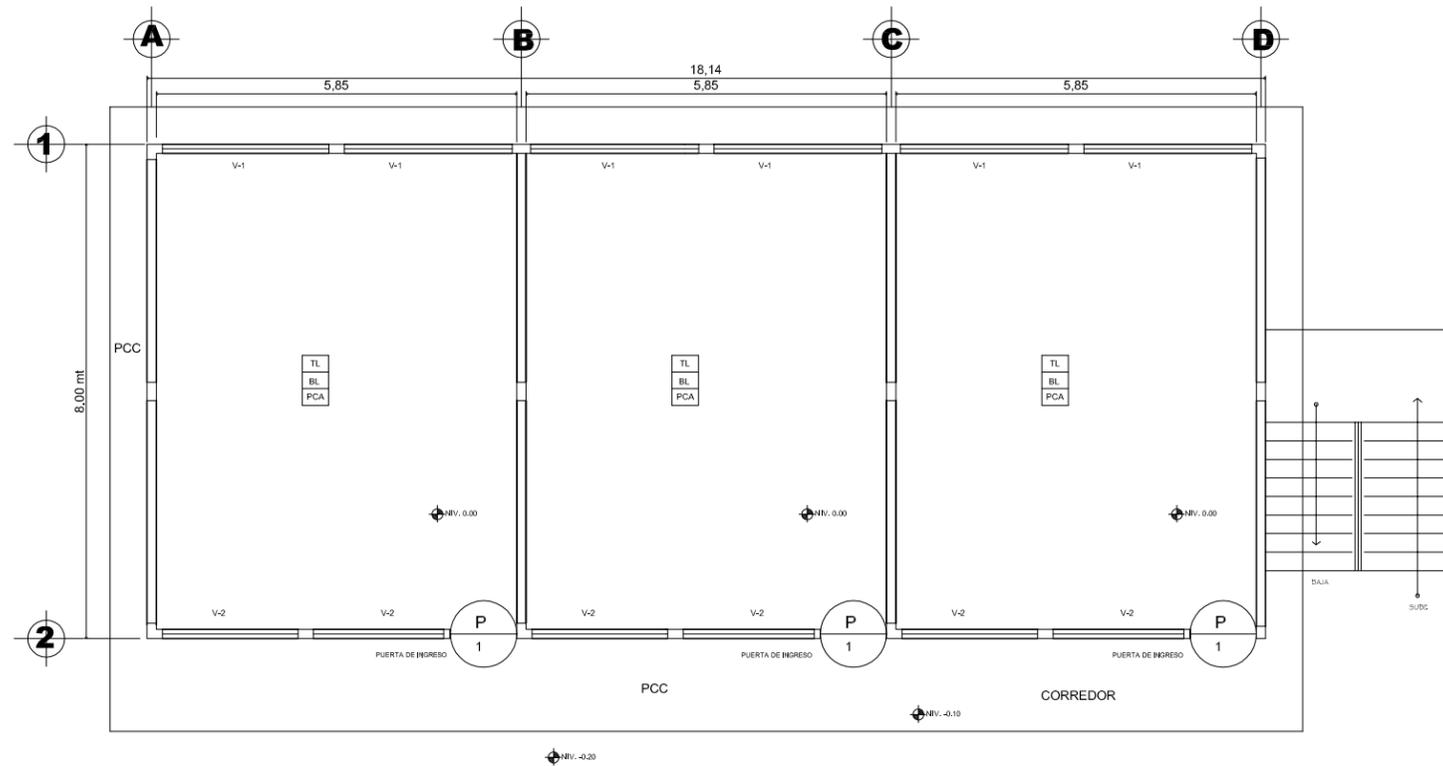
ESCALA: 1:75



PLANTA ALTA ACOTADA

ESCALA: 1:75

PROYECTO: DISEÑO DE ESCUELA CASERIO CHUARAX-ABAJ SANTA MARIA CHIQUIMULA		
DISEÑO: ELISEO GARCÍA		
DIBUJO: ELISEO GARCÍA		PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPÁN
CALCULO: ELISEO GARCÍA		
TOPOGRAFIA: ELISEO GARCÍA		CONTIENE: PLANTA ACOTADA
ESCALA: INDICADA		
FECHA: JUNIO DE 2009		HOJA NO. 05 09



PLANTA BAJA ACABADOS

ESCALA: 1:75

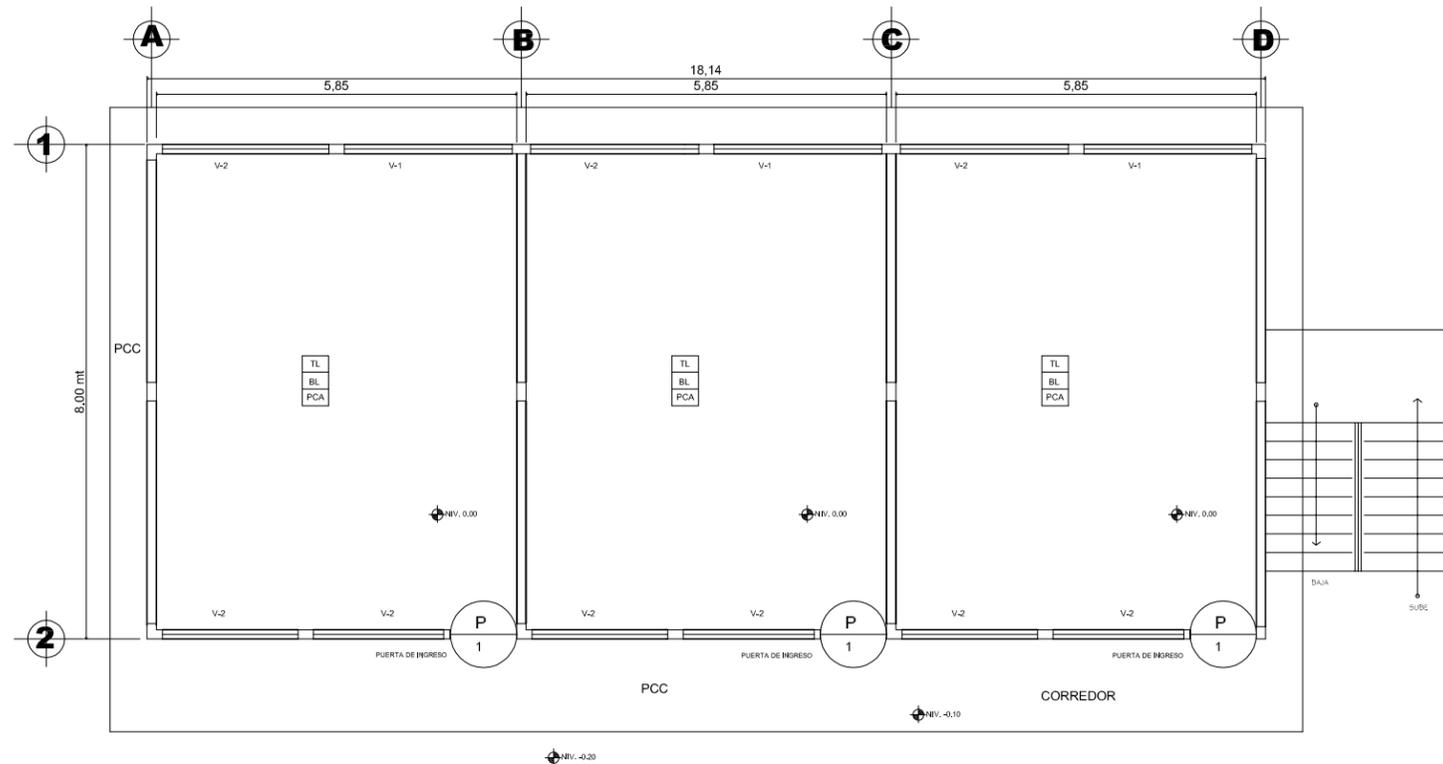
NOTA:
EL BLOK SISADO Y LIMPIO DEBERA APLICARSE CONJUNTAMENTE
CON LA LECHADA ADITIVO EN PROPORCION 1:5
ADITIVO DE TIPO IMPERMEABILIZANTE INTEGRAL.

PLANTILLA DE VENTANAS							
TIPO	CANTIDAD	ANCHO	ALTO	SILLAR	DINTEL	TIPO	MATERIALES
V-1	6	2.70	1.58	1.36	2.94	PROYECTABLE	metálica con angular 1" x 1/8" + sea 1" x 1" x 1/8" + angular 3/4" x 1/8" y con vidrio transparente de 4mm. pintadas con dos manos de pintura anticorrosiva de color gris y dos manos de pintura de aceite del color que se quiera.
V-2	6	2.20	1.16	1.78	2.94	PROYECTABLE	

PLANTILLA DE PUERTAS				
TIPO	CANTIDAD	ANCHO	ALTO	TIPO
P-1	3	1.00	2.10	metálica con lamina de acero cal. 364" pintadas con dos manos de pintura anticorrosiva color gris y dos manos de pintura de aceite del color que se requiera.

En todas las puertas se colocara un sobre luz de 0.65 mt.

NOMENCLATURA DE ACABADOS	
	TIPO DE PUERTA
	TIPO DE VENTANA
	TECHO DE LOSA
	BLOK LIMPIO MAS LECHADA
	PISO DE CONCRETO ALISADO
	PISO DE CONCRETO CERNIDO



PLANTA ALTA ACABADOS

ESCALA: 1:75

PROYECTO: **DISEÑO DE ESCUELA CASERIO CHUARAX-ABAJ SANTA MARIA CHIQUIMULA**



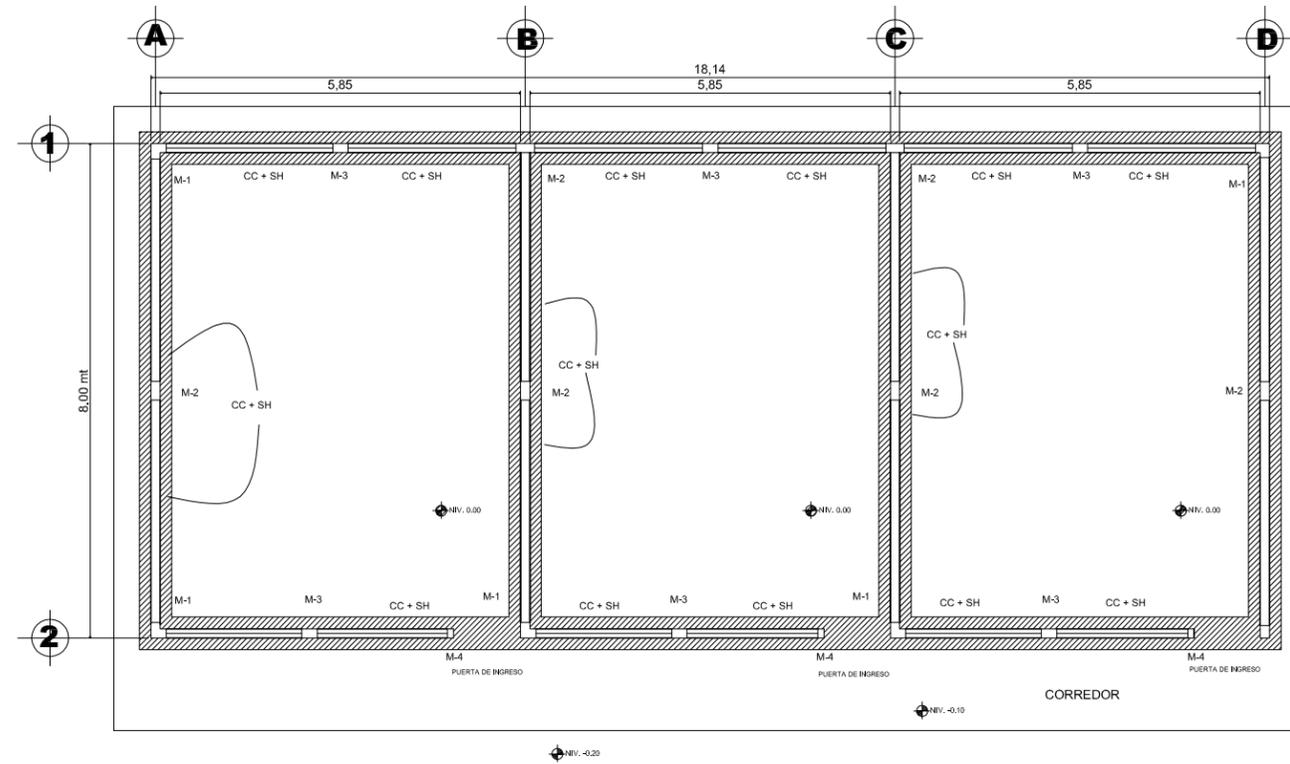
DISEÑO: ELISEO GARCÍA
 DIBUJO: ELISEO GARCÍA
 CALCULO: ELISEO GARCÍA
 TOPOGRAFIA: ELISEO GARCÍA
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: JUNIO DE 2009

PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPÁN

CONTIENE: PLANTA DE ACABADOS

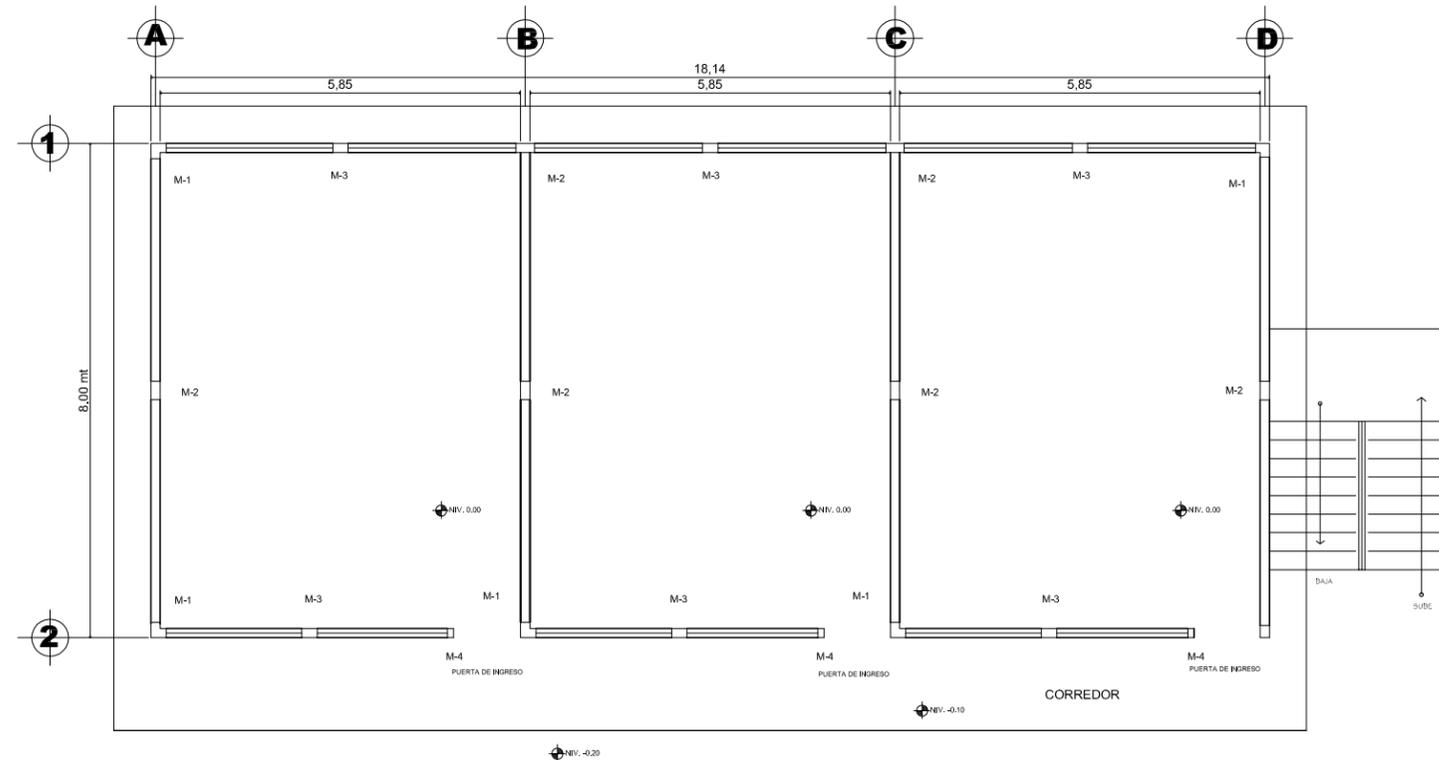
HOJA No. **06/09**

INGENIERO CIVIL: MANUEL ARRIVILLAGA OCHAETA COLEGIADO



PLANTA BAJA DE CIMENTACION

ESCALA: 1:75



PLANTA ALTA DE CIMENTACION

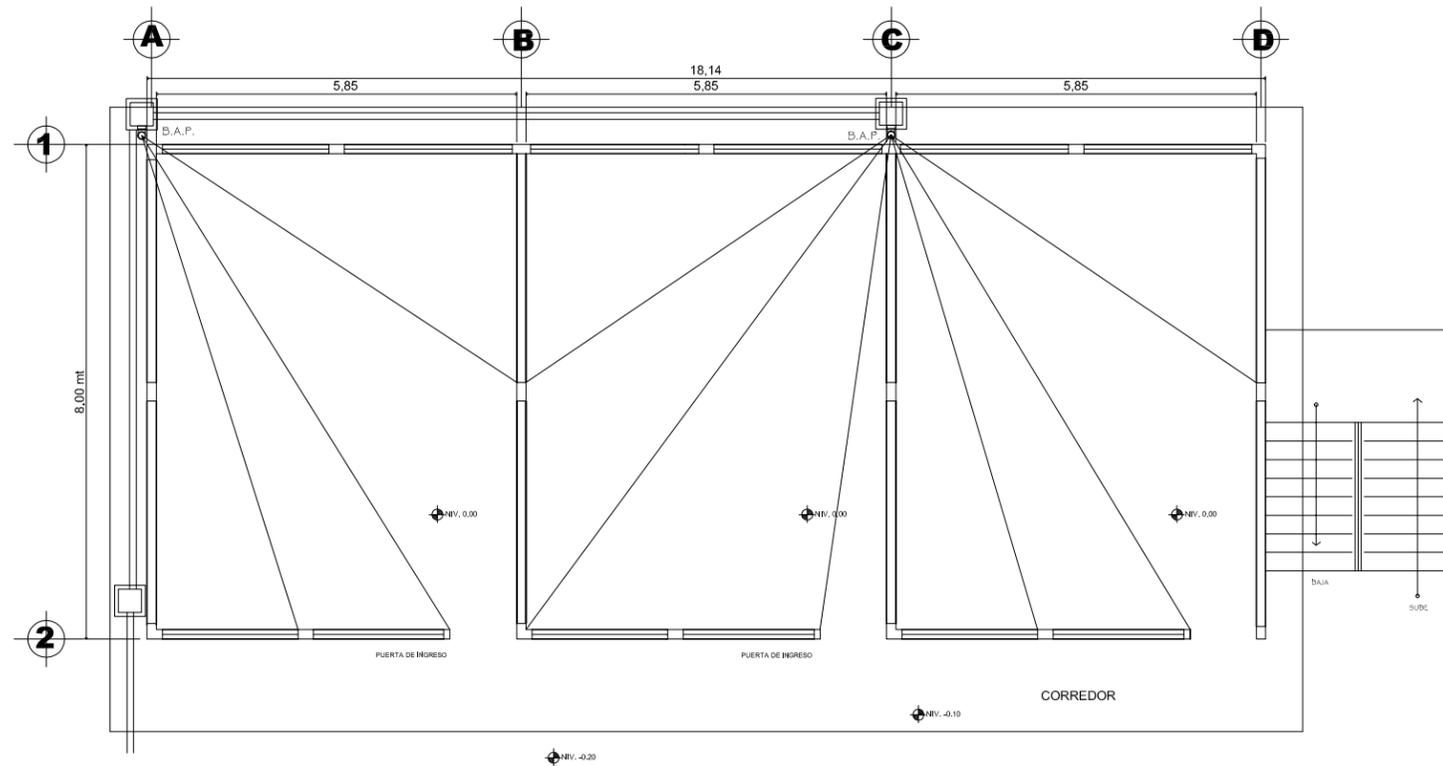
ESCALA: 1:75

NOTA:
 EL ACERO DEBERA TENER UN $f'c = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
 GANCHOS DIAMETRO MINIMO DE DOBLEZ PARA VARILLAS DEL No. 3 AL No. 6
 15 DIAMETROS DE LA VARILLA.
 LONGITUDES DE DESARROLLO DE VARILLAS SUJETAS A TENSION Y TRASLAPES,
 No. 4 0.30 MT.
 TODAS LA VARRILLAS SE DOBLARAN EN FRIO
 CODIGO DE DISEÑO ACI 318-71
 No. 5 Y No. 6 0.36 MT.

MUROS:
 EL LEVANTADO DE MUROS SE HARA CON BLOCK DE 0.15X0.19X0.39 MT.
 UNIDO CON SABIETA EN PROPORCION 1:3 (CEMENTO + ARENA DE RIO)
 EL PESO DE LOS MUROS ES DE = 200Kg/m²

CONCRETO:
 EL CONCRETO DEBERA TENER UN $f'y = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 LA RELACION AGUA/CEMENTO MAXIMA PERMISIBLE 29.3 lts/saco DE CEMENTO
 EL AGREGADO GRUESO (PIEDRIN) DEBERA TENER UN DIAMETRO MINIMO $\frac{1}{2}$ " Y
 UN DIAMETRO MAXIMO DE $1 \frac{1}{2}$ "
 RECUBRIMIENTO MINIMO:
 CIMIENTOS 7 cms.
 SOLERAS 2.5 a 3 cms
 MOCHETAS 2.5 a 3 cms

PROYECTO:		DISEÑO DE ESCUELA CASERIO CHUARAX-ABAJ SANTA MARIA CHIQUIMULA		
DISEÑO: ELISEO GARCÍA		PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPÁN		
DIBUJO: ELISEO GARCÍA		CONTIENE: PLANTA DE CIMENTACION		HOJA No. 07 09
CALCULO: ELISEO GARCÍA		FECHA: JUNIO DE 2009		
TOPOGRAFIA: ELISEO GARCÍA		INGENIERO CIVIL: MANUEL ARRIVILLAGA OCHAETA COLEGIADO		
ESCALA: INDICADA				



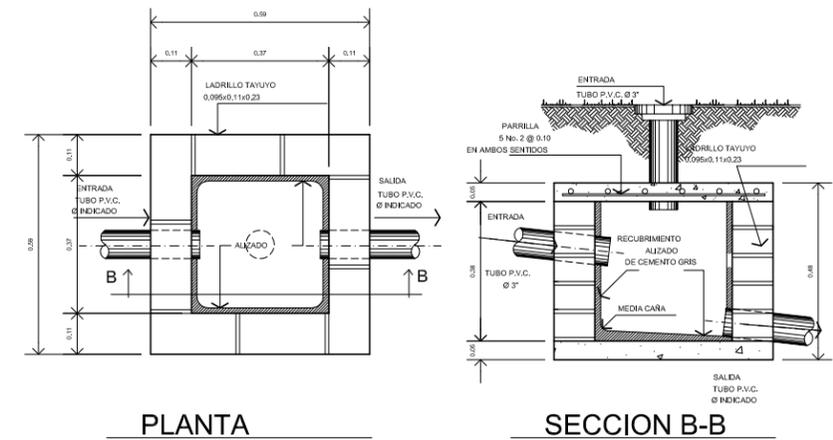
PLANTA DE DRENAJES

ESCALA: 1:75

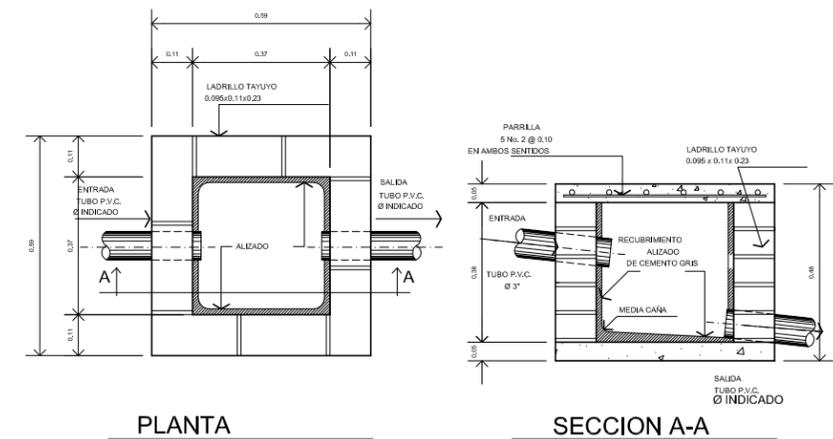
SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	CAJA UNIFICADORA
	CAJA REPOSADERA
	TUBERIA PVC DIAMETRO INDICADO PARA AGUAS PLUVIALES
	CODO SANITARIO 90 GRADOS VERTICAL DIAMETRO INDICADO
B. A. P.	BAJADA DE AGUAS PLUVIALES

ESPECIFICACIONES DE DRENAJES

1. TODA LA INSTALACION DE DRENAJES DEBERA QUEDAR A UNA PROFUNDIDAD MINIMA DE 0.40 mts. DEBAJO DE LA INSTALACION DE PLOMERIA + UNA CAPA DE MATERIAL SELECTO DE 0.10 mts. DE ESPESOR.
2. TODAS LAS BAJADAS DE AGUA PLUVIAL SERAN DE PVC DIAMETRO DE 3" Y LAS UNIONES A LAS CAJAS CON TUBERIA DEL DIAMETRO INDICADO EN LA PLANTA.
3. TODA TUBERIA DEBERA TENER UNA PENDIENTE MINIMA DEL 2% SALVO OTRA INDICACION.



PLANTA
CAJA REPOSADERA



PLANTA
CAJA DE UNION

SIN ESCALA:

PROYECTO:	DISEÑO DE ESCUELA CASERIO CHUARAX-ABAJ SANTA MARIA CHIQUIMULA		
DISEÑO:	ELISEO GARCÍA		PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA CHIQUIMULA TOTONICAPÁN
DIBUJO:	ELISEO GARCÍA		
CALCULO:	ELISEO GARCÍA		
TOPOGRAFIA:	ELISEO GARCÍA		
ESCALA:	INDICADA		
FECHA:	JUNIO DE 2009	CONTIENE: PLANTA DE AGUAS PLUVIALES	HOJA No. 08 09
		INGENIERO CIVIL: MANUEL ARRIVILLAGA OCHAETA COLEGIADO	

