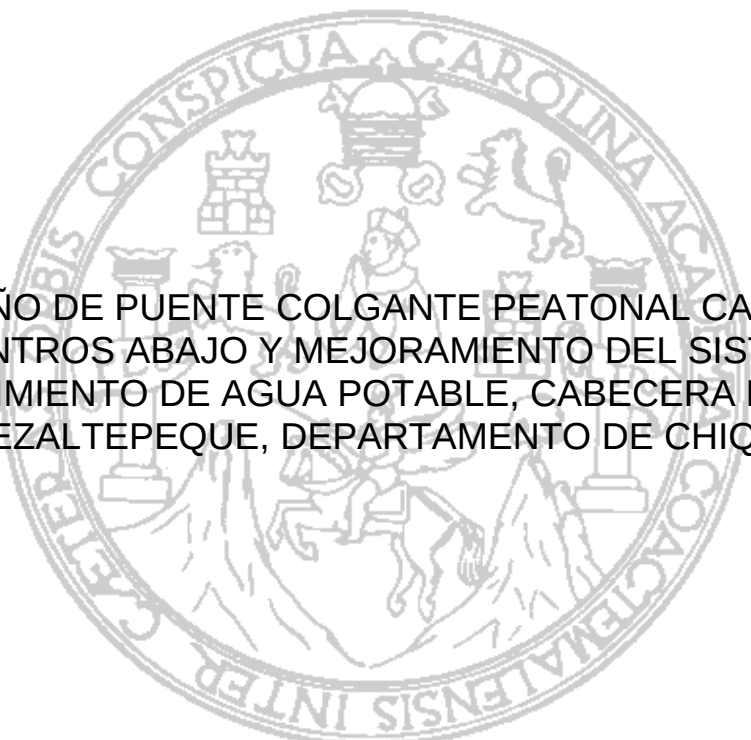


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL CASERÍO
ENCUENTROS ABAJO Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, CABECERA MUNICIPAL
DE QUEZALTEPEQUE, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

MANUEL HUMBERTO SANTOS MARTÍNEZ

CHIQUIMULA, GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL CASERÍO
ENCUENTROS ABAJO Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, CABECERA MUNICIPAL
DE QUEZALTEPEQUE, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

TRABAJO DE GRADUACIÓN

Sometido a consideración del Honorable Consejo Directivo

Por

MANUEL HUMBERTO SANTOS MARTÍNEZ

Al conferírsele el título de

INGENIERO CIVIL

En el grado académico de

LICENCIADO

CHIQUIMULA, GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2015

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
INGENIERÍA CIVIL**



**RECTOR
Dr. CARLOS GUILLERMO ALVARADO CEREZO**

CONSEJO DIRECTIVO

Presidente:	M.Sc. Nery Waldemar Galdámez Cabrera
Representante de Profesores:	M.Sc. José Leonidas Ortega Alvarado
Representante de Profesores:	Lic. Zoot. Mario Roberto Suchini Ramírez
Representante de Graduados:	Lic. Zoot. Oscar Augusto Guevara Paz
Representante de Estudiantes:	Br. Carla Marisol Peralta Lemus
Representante de Estudiantes:	PAE. Alberto José España Pinto
Secretaria:	Licda. Marjorie Azucena González Cardona

AUTORIDADES ACADÉMICAS

Coordinador Académico:	Ing. Agr. Edwin Filiberto Coy Cordón
Coordinador de Carrera:	M.Sc. Luis Fernando Quijada Beza

ORGANISMO COORDINADOR DE TRABAJOS DE GRADUACIÓN

Presidente:	M.Sc. Luis Fernando Quijada Beza
Secretario:	Ing. René Estuardo Alvarado González
Vocal:	Ing. Elder Avildo Rivera López

TERNA EVALUADORA

M.Sc. Luis Fernando Quijada Beza
Ing. Mario Nephtalí Morales Solís
Ing. Elder Avildo Rivera López

Chiquimula, 3 de noviembre de 2015

Señores:

Miembros del Consejo Directivo

Centro Universitario de Oriente

Universidad de San Carlos de Guatemala

Respetables señores:

En cumplimiento a lo establecido por los estatutos de la Universidad de San Carlos de Guatemala y el Centro Universitario de Oriente, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL CASERÍO ENCUENTROS
ABAJO Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE, CABECERA MUNICIPAL DE QUEZALTEPEQUE, DEPARTAMENTO
DE CHIQUIMULA**

Como requisito previo a optar al título profesional de Ingeniero civil, en el grado académico de licenciado.

Esperando que el presente trabajo de graduación llene los requisitos para su aprobación, me suscribo.

Atentamente,



Manuel Humberto Santos Martínez



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



MNMS.02.15

Chiquimula, 28 de mayo de 2015.

Ingeniero Civil

Elder Avildo Rivera López

Coordinador del Ejercicio Profesional Supervisado -EPS-

De la Carrera de Ingeniería Civil

CUNORI - USAC

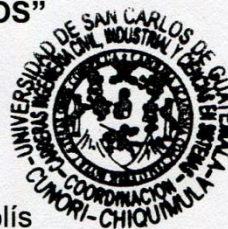
Respetable Ingeniero:

Atentamente me dirijo a usted para hacer de su conocimiento que he revisado y efectuado las correcciones del caso al trabajo de graduación: **"DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL CASERÍO ENCUENTROS ABAJO Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, CABECERA MUNICIPAL DE QUETZALTEPEQUE, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"**, presentado por el estudiante **MANUEL HUMBERTO SANTOS MARTÍNEZ**.

Habiendo llenado dicho trabajo los requisitos, me permito aprobarlo en calidad de Asesor - Revisor del mismo.

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

Ing. Mario N. Morales Solís
Ingeniero Asesor - Revisor



C.c. archivo



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



EARL.03.15

Chiquimula, 7 de octubre de 2015.

Ingeniero Civil

Luis Fernando Quijada Beza

Coordinador de las Carreras de Ingenierías

CUNORI – USAC

Respetable Ingeniero:

Atentamente me dirijo a usted para hacer de su conocimiento que he revisado y efectuado las correcciones del caso al trabajo de graduación: **“DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL CASERÍO ENCUENTROS ABAJO Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, CABECERA MUNICIPAL DE QUETZALTEPEQUE, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, presentado por el estudiante **MANUEL HUMBERTO SANTOS MARTÍNEZ**.

Habiendo llenado dicho trabajo los requisitos, me permito aprobarlo en calidad de Asesor - Revisor del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”



Ing. Elder Avildo Rivera López
Ingeniero Asesor - Revisor

C.c. archivo



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



ALTG.05.15

Chiquimula, 09 de octubre de 2015.

Ingeniero Civil

Luis Fernando Quijada Beza

Coordinador Carreras de Ingenierías

CUNORI-USAC

Estimado Ingeniero Quijada:

El propósito de la presente, es para informarle que he procedido a revisar la parte lingüística, del trabajo de graduación titulado: **"DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL CASERÍO ENCUENTROS ABAJO Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, CABECERA MUNICIPAL DE QUETZALTEPEQUE, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"**; elaborado por el estudiante **MANUEL HUMBERTO SANTOS MARTÍNEZ**.

El informe cumple con los requisitos exigidos por la carrera de Ingeniería Civil, por lo tanto, recomiendo su aprobación para seguir con los trámites correspondientes.

Agradeciendo su atención a la presente,

Deferentemente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Lic. Mario Augusto Rodas Chactún
Revisor Área Lingüística



C.c. archivo



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



CEPSIC.04.2015

Chiquimula, 12 de octubre de 2015.

Ingeniero Civil

Luis Fernando Quijada Beza

Coordinador Carreras de Ingeniería

CUNORI - USAC

Respetable Ingeniero Luis Quijada:

Atentamente me dirijo a usted para informarle que he revisado el trabajo de graduación titulado: **"DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL CASERÍO ENCUENTROS ABAJO Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, CABECERA MUNICIPAL DE QUETZALTEPEQUE, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"**, elaborado por el estudiante **MANUEL HUMBERTO SANTOS MARTÍNEZ**, quien contó con la asesoría de los Ingenieros Elder Avildo Rivera López y Mario N. Morales.

Considero que el trabajo desarrollado por el estudiante Manuel Humberto Santos Martínez, satisface los requisitos exigidos, por lo cual recomiendo su aprobación.

Agradezco a usted la atención a la presente, atentamente,

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

Ing. Elder Avildo Rivera López
Coordinador del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S)
Carrera de Ingeniería Civil



C.c. archivo



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE –CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



TGIC.04-2015

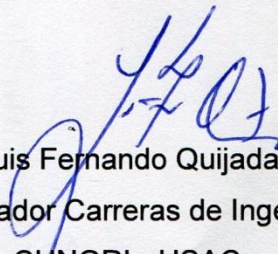
Chiquimula, 12 de octubre de 2015.

MSc. Nery Waldemar Galdámez Cabrera
Director
Centro Universitario de Oriente
CUNORI - USAC

Respetable MSc. Galdámez Cabrera:

El coordinador de las Carreras de Ingeniería del Centro Universitario de Oriente CUNORI, de la Universidad de San Carlos de Guatemala, después de conocer el dictamen de los asesores-revisores Ingeniero Civil Elder Avildo Rivera López e Ingeniero Civil Mario N. Morales y del Coordinador del Ejercicio Profesional Supervisado de la Carrera de Ingeniería Civil, el Ing. Elder Avildo Rivera López, y luego de la revisión y aprobación del Lic. Mario Augusto Rodas Chactún, revisor del área de Lingüística, al trabajo de graduación del estudiante de la carrera de Ingeniería Civil **MANUEL HUMBERTO SANTOS MARTÍNEZ**, titulado: **“DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL CASERÍO ENCUENTROS ABAJO Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, CABECERA MUNICIPAL DE QUETZALTEPEQUE, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo de graduación y recomendando la autorización del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”


MSc. Luis Fernando Quijada Beza
Coordinador Carreras de Ingeniería
CUNORI - USAC



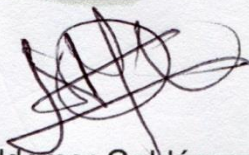
C.c. archivo

D-TG-IC-092/2015

EL INFRASCRITO DIRECTOR DEL CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, POR ESTE MEDIO HACE CONSTAR QUE: Conoció el Trabajo de Graduación que efectuó el estudiante **MANUEL HUMBERTO SANTOS MARTÍNEZ** titulado “**DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL CASERÍO ENCUENTROS ABAJO Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, CABECERA MUNICIPAL DE QUEZALTEPEQUE, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.**”, trabajo que cuenta con el aval del Revisor y Coordinador de Trabajos de Graduación, de la carrera de Ingeniería Civil. Por tanto, la Dirección del CUNORI con base a las facultades que le otorga las Normas y Reglamentos de Legislación Universitaria **AUTORIZA** que el documento sea publicado como **Trabajo de Graduación** a Nivel de Licenciatura, previo a obtener el título de **INGENIERO CIVIL**.

Se extiende la presente en la ciudad de Chiquimula, el tres de noviembre del dos mil quince.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”



MSc. Nery Waldemar Galdámez Cabrera

**DIRECTOR
CUNORI – USAC**



AGRADECIMIENTO A:

DIOS

Por darme la vida, amarme y proveerme de su favor extraordinario.

Mis padres

Por su amor y esfuerzo incomparable.

Mis hermanos

Por el apoyo incondicional a lo largo de este trayecto.

Mis familiares

Por compartir conmigo en todo momento.

**La Universidad de
San Carlos de Guatemala**

Por permitirme llevar a cabo la formación profesional.

**Centro Universitario de
Oriente**

Especialmente a la carrera de ingeniería civil, por los conocimientos impartidos para la formación y desarrollo profesional.

Mis asesores

Ing. Elder Rivera y Mario Morales, por la asesoría profesional, para la elaboración de mi trabajo de graduación.

**La Municipalidad de
Quezaltepeque**

Por la oportunidad de realizar el EPS y por todo el apoyo brindado.

Mis amigos

Por su sincera amistad.

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS

El creador, fuente de la vida y me permite obtener un logro importante.

Mis padres

Manuel Santos y Rosa Martínez, son dignos de reconocimiento por su gran esfuerzo y amor.

Mis hermanos

Artemio, Mayra, Humberto, Mirna, Rosa, Marina, Aura y Maibely, gracias por apoyarme y es con ustedes que comparto este logro.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	I
LISTA DE SÍMBOLOS	V
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del municipio de Quezaltepeque, caserío Encuentros	
Abajo y cabecera municipal	1
1.1.1. Reseña histórica	1
1.1.2. Características del lugar	1
1.1.2.1. Límites y localización geográfica	1
1.1.2.2. Vías de acceso	6
1.1.2.3. Clima	6
1.1.2.4. Recursos naturales	7
1.1.3. Población	8
1.1.4. Actividades económicas	8
1.1.5. Salud	9
1.1.6. Educación	10
1.1.7. Vivienda	10
1.1.8. Servicios	11
2. DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL, CASERÍO ENCUENTROS ABAJO	13
2.1. Descripción del proyecto	13
2.2. Levantamiento topográfico	13
2.3. Evaluación de la calidad del suelo	14
2.3.1. Ensayo de compresión Triaxial	15
2.4. Estudio hidrológico	17

2.4.1.	Caudal de diseño	17
2.4.1.2.	Intensidad de lluvia	19
2.4.1.3.	Área de la cuenca hidrográfica	22
2.5.	Especificaciones de diseño	27
2.6.	Análisis y diseño estructural	27
2.6.1.	Carga viva	28
2.6.2.	Carga muerta	28
2.6.3.	Cargas últimas	29
2.7.	Diseño de la superestructura	29
2.7.1.	Análisis y diseño del sistema de piso	29
2.7.1.1.	Tablones	29
2.7.1.2.	Vigas transversales	34
2.7.2.	Diseño de cables principales	40
2.7.3.	Diseño de péndolas	46
2.7.4.	Análisis y diseño del anclaje	48
2.7.5.	Diseño de tensores	53
2.7.5.1.	Cable tensor	53
2.7.5.2.	Diseño del anclaje del tensor	54
2.7.6.	Diseño de torres	57
2.8.	Diseño de la subestructura	61
2.8.1.	Diseño de estribo E-1	61
2.8.2.	Diseño de estribo E-2	68
2.8.3.	Diseño de muro de gravedad de piedra	68
2.9.	Mantenimiento de puente	75
2.10.	Análisis financiero	76
2.10.1.	Valor actual neto (VAN) o valor presente neto	76
2.10.2.	Tasa interna de rendimiento o de retorno (TIR)	77
2.11.	Evaluación socioeconómica	78
2.12.	Evaluación de impacto ambiental	79
2.13.	Especificaciones técnicas	81

2.14.	Planos del proyecto	85
2.15.	Presupuesto	85
2.15.1.	Cuantificación de materiales y mano de obra	85
2.15.2.	Integración de precios unitarios	86
2.16.	Cronograma de ejecución	98
3.	MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, CABECERA MUNICIPAL DE QUEZALTEPEQUE	101
3.1.	Descripción del proyecto	101
3.2.	Levantamiento topográfico	101
3.3.	Fuente de abastecimiento	102
3.3.1.	Aforo de la fuente	103
3.4.	Análisis de la calidad del agua	105
3.4.1.	Análisis físico y químico	106
3.4.2.	Análisis bacteriológico	107
3.5.	Criterios de diseño	107
3.5.1.	Período de diseño	107
3.5.2.	Población de diseño	107
3.5.3.	Dotación	112
3.6.	Factores de consumo	112
3.6.1.	Factor de día máximo (Fdm)	113
3.6.2.	Factor de hora máximo (Fhm)	113
3.7.	Determinación de caudales	113
3.7.1.	Caudal medio diario (Qm)	113
3.7.2.	Caudal máximo diario o caudal de conducción	114
3.7.3.	Caudal máximo horario o caudal de distribución	115
3.8.	Presiones máximas y mínimas	115
3.9.	Velocidad de conducción	116
3.10.	Diseño hidráulico del sistema	116
3.10.1.	Captación	116
3.10.2.	Línea de conducción	117

3.10.2.1.	Cálculo hidráulico de la línea de conducción	118
3.10.3.	Tanques de almacenamiento	123
3.10.3.1.	Diseño estructural del tanque	125
3.10.3.2.	Diseño de losa superior	125
3.10.3.3.	Diseño de vigas	138
3.10.3.4.	Diseño del muro	152
3.10.3.5.	Diseño de columna C -1	161
3.10.3.6.	Diseño de la zapata Z -1	163
3.10.4.	Obras hidráulicas o de arte	172
3.10.4.1.	Caja distribuidora de caudales	172
3.10.4.2.	Caja rompe presión	176
3.10.4.3.	Paso de zanjón	177
3.10.4.4.	Caja de válvulas	178
3.10.4.5.	Válvulas	178
	3.10.4.5.1. Válvula de compuerta	179
	3.10.4.5.2. Válvula de aire	179
	3.10.4.5.3. Válvula de limpieza	180
3.11.	Sistema de desinfección	180
3.11.1.	Métodos de desinfección	180
3.12.	Operación y mantenimiento	184
3.13.	Cálculo de tarifa	187
3.14.	Análisis financiero	190
3.14.1.	Valor actual neto (VAN) o valor presente neto	191
3.14.2.	Tasa interna de rendimiento o de retorno (TIR)	194
3.15.	Evaluación socioeconómica	194
3.16.	Evaluación de impacto ambiental	195
3.17.	Planos del proyecto	199
3.18.	Presupuesto	200
3.18.1.	Cuantificación de materiales y mano de obra	200

3.18.2.	Integración de precios unitarios	200
3.19.	Cronograma de ejecución	220
CONCLUSIONES		223
RECOMENDACIONES		225
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		227
APÉNDICE		231
ANEXOS		301

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Mapa de localización del municipio de Quezaltepeque	3
2.	Localización del caserío Encuentros Abajo	4
3.	Localización de la villa de Quezaltepeque y aldea Llano Grande	5
4.	Sección del cauce	26
5.	Tablón de madera	30
6.	Distribución de la carga última sobre los tablones	31
7.	Área tributaria de vigas transversales	35
8.	Distribución de la carga última sobre las vigas transversales	37
9.	Sección del anclaje	48
10.	Dirección de la tensión de los cables	51
11.	Geometría y diagrama de presiones en el estribo	62
12.	Geometría del gavión	69
13.	Muro de gaviones	70
14.	Áreas de las secciones de aforo	101
15.	Losa superior	125
16.	Secciones de la losa	127
17.	Diagrama de momentos en losa	131
18.	Diagrama de momentos balanceados	132
19.	Diagrama de armado de losa	137
20.	Sección de viga	139
21.	Diagrama de área tributaria para vigas	140
22.	Diagrama de momentos y cortante de viga V-1	144
23.	Armado de viga V-1	151
24.	Geometría y diagrama de presiones en muro del tanque	154
25.	Área para corte simple en zapata	167
26.	Área de punzonamiento en zapata	168

27.	Carga flexionante en la zapata	170
28.	Sectores de distribución de caudal	173
29.	Vertederos para distribución de caudales	176

TABLAS

I.	Valores indicativos del coeficiente de escorrentía	19
II.	Parámetros A', B' y n' de estación meteorológica Esquipulas	21
III.	Parámetros A', B' y n' de estación meteorológica La Ceibita	21
IV.	Valores del factor de resistencia	25
V.	Altura de descarga	26
VI.	Peso y momento estabilizador producido por el muro	63
VII.	Peso y momento estabilizador producido por gaviones	70
VIII.	Evaluación de impacto ambiental, puente colgante peatonal	80
IX.	Preliminares, presupuesto puente	87
X.	Estribos, presupuesto puente	88
XI.	Anclajes principales, presupuesto puente	89
XII.	Anclajes de tensores, presupuesto puente	90
XIII.	Torres, presupuesto puente	91
XIV.	Sistema de piso, presupuesto puente	92
XV.	Gaviones, presupuesto puente	94
XVI.	Excavación y terraplén, presupuesto puente	95
XVII.	Resumen de presupuesto, puente colgante peatonal	96
XVIII.	Desglose de gastos administrativos e impuestos, puente	97
XIX.	Desglose de gastos de dirección de campo, puente	98
XX.	Cronograma de ejecución, puente colgante peatonal	99
XXI.	Tiempo del flotador en la superficie	104
XXII.	Velocidad superficial y promedio del flujo	104
XXIII.	Caudal de la fuente	105
XXIV.	Volumen de tanques de almacenamiento	124

XXV.	Momentos positivos en losa	130
XXVI.	Momentos negativos en bordes discontinuos	130
XXVII.	Momentos negativos en bordes continuos	131
XXVIII.	Balanceo de momentos	132
XXIX.	Acero requerido y espaciamiento entre varillas de refuerzo	136
XXX.	Carga distribuida y cortante en vigas	142
XXXI.	Área de acero requerido en viga V-1	145
XXXII.	Peso y momento estabilizador, muro del tanque	155
XXXIII.	Distribución de caudales en tanques de almacenamiento	174
XXXIV.	Dimensiones de vertederos	175
XXXV.	Métodos de desinfección del agua	181
XXXVI.	Operación y mantenimiento, sistema de abastecimiento	186
XXXVII.	Costos de operación y mantenimiento	189
XXXVIII.	Plan tarifario	190
XXXIX.	Cálculo del valor actual, sistema de abastecimiento de agua	193
XL.	Evaluación de impacto ambiental, sistema de abastecimiento de agua	197
XLI.	Preliminares, abastecimiento de agua	201
XLII.	Captación, abastecimiento de agua	202
XLIII.	Línea de conducción, abastecimiento de agua	204
XLIV.	Válvula de aire, abastecimiento de agua	206
XLV.	Válvula de limpieza, abastecimiento de agua	207
XLVI.	Paso de zanjón, abastecimiento de agua	209
XLVII.	Caja distribuidora de caudal, abastecimiento de agua	211
XLVIII.	Tanque de almacenamiento, abastecimiento de agua	213
XLIX.	Caja rompe presión, abastecimiento de agua	216
L.	Resumen de presupuesto, abastecimiento de agua	218
LI.	Desglose de gastos administrativos e impuestos, abastecimiento de agua	219
LII.	Desglose de gastos de dirección de campo, abastecimiento de agua	220
LIII.	Cronograma de ejecución, sistema de abastecimiento de agua	221

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A	Área
a	Longitud en la dirección corta de losa
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes)
A_g	Área transversal
A_p	Área de punzonamiento
A_{st}	Área del refuerzo de acero
ASTM	American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana para Pruebas y Materiales)
A', B', n'	Parámetro de ajuste, en la intensidad de lluvia
Ac	Área de corte
ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
Acv	Área para carga viva
As máx	Área de acero máxima
As mín	Área de acero mínima
Asr	Área de acero requerida
Asv	Área de acero de la varilla
At	Ancho tributario
Au	Ancho útil
b	Ancho o longitud
B	Longitud de la cimentación
bo	Perímetro de la sección crítica de punzonamiento
C	Coeficiente de escurrimiento
C'	Coeficiente de fricción

CA-10	Carretera Centroamericana 10
CA-9	Carretera Centroamericana 9
Cm	Carga muerta
cm	Centímetro
cm²	Centímetro cuadrado
cm⁴	Centímetro elevado a la cuarta potencia
Cmu	Carga muerta última
COGUANOR	Comisión Guatemalteca de Normas
Cp	Cota piezométrica
Cs	Cohesión del suelo
Ct	Cota del terreno
Cu	Carga última
CUNORI	Centro Universitario de Oriente
Cvu	Carga viva última
c₍₋₎	Coeficiente para momento negativo
c_(m+)	Coeficiente para momento positivo debido a carga muerta
c_(v+)	Coeficiente para momento positivo debido a carga viva
d	Peralte efectivo
D'	Profundidad de la cimentación
DGC	Dirección General de Caminos
E	Módulo de elasticidad
E_p	Empuje pasivo
EPS	Ejercicio Profesional Supervisado
e	Excentricidad
E_q	Empuje por carga viva
f	Fuerza de fricción
f'	Flecha
f'c	Resistencia a la compresión del concreto
F_A	Fuerza actuante

fa	Factor de almacenamiento
Fc	Esfuerzo de corte
Fcu	Factor de carga última
Fdm	Factor de día máximo
FE_t	Flujos de entrada de efectivo
Ff	Esfuerzo de flexión
Ffa	Esfuerzo de flexión actuante
Fhm	Factor de hora máximo
F_R	Fuerza resistente
FS	Factor de seguridad
F_t	Componente tangencial respecto a la base
fy	Resistencia a la fluencia del acero
H	Altura
h	Altura ó peralte
H'	Distancia
hab	Habitante
hab/viv	Habitante por vivienda
Hc	Desnivel del cauce
h_f	Pérdida de carga
HG	Hierro galvanizado
I_o	Inversión inicial
I	Intensidad de lluvia
i	Tasa de crecimiento poblacional
IGN	Instituto Geográfico Nacional
INE	Instituto Nacional de Estadística
INFOM	Instituto de Fomento Municipal
INSIVUMEH	Instituto Nacional de Sismología Vulcanología Meteorología e Hidrología
Is	Inercia
k	Tasa de descuento

k_a	Coeficiente activo de presión del suelo
kg	Kilogramo
kg/cm	Kilogramo por centímetro
kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
kg/día	Kilogramo por día
kg/L	Kilogramo por litro
kg/m	Kilogramo por metro
kg/m²	Kilogramo por metro cuadrado
kg/m³	Kilogramo por metro cúbico
kg-m	Kilogramo metro
km	Kilómetro
km²	Kilómetro cuadrado
k_p	Coeficiente pasivo de presión del suelo
l	Longitud
L/hab/día	Litro por habitante al día
L/s	Litro por segundo
LA	Sección de losa A
LB	Sección de losa B
lb/plg²	Libra por pulgada cuadrada
M	Momento flector
M_A	Momento actuante
m	Metro
m.c.a.	Metro columna de agua
m/s	Metro por segundo
m²	Metro cuadrado
m³	Metro cúbico
m³/s	Metro cúbico por segundo
Md	Momento negativo en extremo continuo
mg/L	Miligramo por litro
Mi	Momento negativo en extremo discontinuo

ml	Mililitro
Mm	Momento producido por el muro
mm	Milímetro
mm/h	Milímetro por hora
Mmín	Momento mínimo
M_R	Momento resistente
msnm	Metro sobre el nivel del mar
Mu	Momento último
M₍₋₎	Momento negativo
M₍₊₎	Momento positivo
n	Coeficiente de rugosidad
N	Período de diseño
N'_c	Factor de capacidad de carga modificada por cohesión
N'_q	Factor de capacidad de carga modificada por sobrecarga
N'_y	Factor de capacidad de carga modificada por peso de suelo
P	Carga puntual
P_a	Población actual
Pd	Presión disponible
PDM	Plan de desarrollo municipal
P_f	Población futura
Pie³	Pie cúbico
PM	Perímetro mojado
P_{n (max)}	Resistencia axial
ppm	Partes por millón
PSI	Pound per Square Inch (libra por pulgada cuadrada)
Pt	Carga total
Pu	Carga última axial
Pv	Presión del viento
PVC	Policloruro de vinilo

q_{adm}	Capacidad de carga admisible
Q	Caudal
q_{du}	Presión última de diseño
Q_m	Caudal medio diario
q_{max}	Carga máxima
Q_{md}	Caudal máximo diario
Q_{mh}	Caudal máximo horario
$q_{mín}$	Carga mínima
q_u	Capacidad de carga última del suelo
R	Radio hidráulico
RD CHI -18	Ruta departamental Chiquimula 18
rec	Recubrimiento
S	Espaciamiento entre varillas de acero
s	Segundo
S'	Módulo de sección
Sc	Pendiente del cauce
SEGEPLAN	Secretaria de Planificación y Programación de la Presidencia
SINIT	Sistema Nacional de Información Territorial
Smax	Espaciamiento máximo
t	Espesor
T	Tonelada
t_c	Tiempo de concentración
T/m^2	Tonelada por metro cuadrado
T'	Período de inversión
t'	Tiempo
T1	Tensión de cables de piso
T2	Tensión de cables de barandal
Tc	Tensión del cable
TIR	Tasa Interna de Retorno

Tr	Período de retorno
Tu	Tensión en cada cable
Tx	Tensión horizontal
Ty	Tensión vertical
UNEPAR	Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales
V	Velocidad
v	Vertedero
V-1	Viga tipo uno
V-2	Viga tipo dos
V-P	Viga perimetral
Va	Corte actuante
VAN	Valor Actual Neto
VAs	Cortante cubierto por el acero
Vc	Resistencia nominal al cortante
Vmax	Fuerza cortante máxima
Vol	Volumen
VR	Corte simple resistente
Vs´	Velocidad superficial
Vs	Valor soporte del suelo
W	Carga uniformemente distribuida
Wc	Carga de diseño de cables
WCm	Carga muerta uniformemente distribuida
WCv	Carga viva uniformemente distribuida
Wm	Peso del muro
WPv	Carga de viento uniformemente distribuida
Ws	Sobrecarga por acabados
Wu	Carga última uniformemente distribuida
Wy	Componente normal a la superficie
y´	Altura de descarga
Ya	Peso específico del agua

γ_c	Peso específico del concreto
γ_m	Peso específico de la madera
γ_s	Peso específico del suelo
@	A cada
θ	Ángulo de fricción interna del suelo
θ'	Ángulo de fricción modificado
θ_i	Ángulo de inclinación
μ	Coeficiente de fricción entre suelo y concreto
ρ_b	Cuantía balanceada de acero
$\rho_{\text{máx}}$	Cuantía de refuerzo máxima
Δ_{adm}	Deflexión admisible
Δ_{max}	Deflexión máxima
ϕ	Diámetro
$\emptyset$	Factor de carga
β_1	Factor de resistencia para concreto
°	Grado
°C	Grado centígrado
=	Igual
$\geq$	Mayor o igual que
>	Mayor que
$\leq$	Menor o igual que
<	Menor que
'	Minuto
π	Pi
'	Pie
%	Porcentaje
"	Pulgada
''	Segundo
Σ	Sumatoria

GLOSARIO

Agua potable

Es el agua que por sus características físicas, químicas y bacteriológicas, no representa un riesgo para la salud del consumidor.

Cauce

Es la superficie del suelo por donde corre el agua de ríos o arroyos.

Cloro residual libre

Parámetro que indica la concentración de cloro disuelto y químicamente disponible después de la cloración.

Concreto ciclópeo

Es una combinación de concreto estructural y de piedra grande de tamaño menor a 30 cm.

Embalse

Es un depósito grande que se forma artificialmente, cerrando la boca de un valle mediante un dique, y en el que se almacena el agua de un río o arroyo.

Licuefacción del suelo

Es el comportamiento del suelo que estando bajo la acción de cargas externas, pasa de un estado sólido a un estado líquido.

**Límite Máximo Aceptable
(LMA)**

Es el valor de la concentración de cualquier característica del agua, arriba de la cual estas características son percibidas por los consumidores, desde el punto de vista sensorial, pero sin que implique un daño a la salud del consumidor.

**Límite Máximo Permisible
(LMP)**

Es el valor de la concentración de cualquier característica del agua, arriba de la cual el agua no es adecuada para consumo humano.

Péndola

Es cada una de las varillas o cables verticales, que transfiere la carga de piso a los cables de barandal.

Puente colgante

Es un puente sostenido por un arco invertido de cables de acero, del que cuelga el tablero del puente mediante tirantes verticales.

Tracción

Es el esfuerzo interno a que está sometido un cuerpo, por la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto y tienden a estirarlo

RESUMEN

En este documento se desarrolla el estudio de dos proyectos de interés social, el primero consiste en un puente colgante peatonal en el caserío Encuentros Abajo y el segundo corresponde al diseño del mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable, para la cabecera municipal de Quezaltepeque.

De los lugares anteriormente mencionados se da a conocer su monografía, en donde se describen las características tales como: población, actividades que realizan y servicios con los que cuenta cada localidad. Posteriormente se presenta el diseño de los proyectos, en donde se detalla, los criterios, procedimientos, análisis y cálculos que conlleva realizar los diseños.

El proyecto para el caserío Encuentros Abajo consiste en el diseño de un puente colgante peatonal de 36 m de longitud y 2 m de ancho, sobre el río Santa Cruz. Se creará una vía de acceso peatonal a un sector de la comunidad, de los 392 habitantes el 23.80% serán beneficiados directamente.

El segundo proyecto, consiste en efectuar el diseño, para el mejoramiento del sistema de abastecimiento agua potable, en la cabecera municipal de Quezaltepeque; el estudio comprende, la captación de agua de la fuente, 2,861.56 m de línea de conducción por gravedad, utilizando tubería PVC, la caja distribuidora de caudal, distribuye el agua, a cada uno de los tanques de almacenamiento. La población actual beneficiada es de 6,304 hab, de los cuales el 83.80% corresponde a la villa de Quezaltepeque y el 16.20% a la aldea Llano Grande.

Para ambos proyectos se presenta, planos constructivos, presupuesto, cronograma de ejecución, análisis socioeconómico, evaluación de impacto ambiental, conclusiones y recomendaciones.

OBJETIVOS

General

Contribuir con el caserío Encuentros Abajo y la cabecera municipal de Quezaltepeque, a mejorar las condiciones socioeconómicas y de infraestructura, a través de la planificación de dos proyectos, aplicando los conocimientos adquiridos en la Carrera de Ingeniería Civil del Centro Universitario de Oriente.

Específicos

1. Diseñar el puente colgante peatonal, para el caserío Encuentros Abajo.
2. Elaborar el diseño del mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable para el área urbana del municipio de Quezaltepeque.

INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado -EPS-, es la realización de diversas actividades de servicio técnico profesional, que el estudiante de la carrera de ingeniería del Centro Universitario de Oriente -CUNORI, de la Universidad de San Carlos de Guatemala -USAC-, desarrolla cotejando la teoría con la práctica, brindando apoyo técnico a las comunidades y desarrollando proyectos de beneficio común. El -EPS-, fue realizado en la municipalidad de Quezaltepeque, entidad cuyo enfoque es contribuir al desarrollo de sus habitantes.

Las planificaciones que se desarrollan en este trabajo de graduación están orientadas a la solución de problemas de infraestructura y de servicios básicos en el caserío Encuentros Abajo y en la cabecera municipal de Quezaltepeque, departamento de Chiquimula.

Se elabora el diseño de un puente colgante peatonal para la población de 392 habitantes del caserío Encuentros abajo, ubicado a 4.50 km desde la cabecera del municipio de Quezaltepeque, en dirección hacia Chiquimula por la carretera CA-10. En la actualidad se usa en época de invierno, un puente construido hace aproximadamente 40 años, su infraestructura es inadecuada para el paso peatonal, porque los caudales de crecidas máximas alcanzan el nivel del tablero del puente.

En la villa de Quezaltepeque, se diseña el mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable; actualmente se tiene un servicio en un estado irregular debido a que este ha alcanzado prácticamente su período de diseño. Mediante un diseño apropiado, se busca optimizar el funcionamiento del sistema y por ende, abastecer satisfactoriamente a la población.

En el primer capítulo se da a conocer la monografía del caserío Encuentros Abajo y del casco urbano de Quezaltepeque; en el capítulo II se desglosa el estudio técnico para el Puente Peatonal Colgante y en el tercer capítulo se describe el trabajo técnico del mejoramiento del Sistema de Abastecimiento de agua potable.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de Quezaltepeque, caserío Encuentros Abajo y cabecera municipal

1.1.1. Reseña histórica

PDM (2010)

El origen etimológico del nombre del municipio se deriva de las voces escritas en idioma Náhuatl: Quetzal = Quetzales y Tepec = Cerro, por ello Quezaltepeque significa Cerro de Quetzales. Durante el régimen de don Manuel Estrada Cabrera y según el acuerdo gubernativo del 24 de diciembre de 1913, fue ratificado el título de Villa a la cabecera municipal de Quezaltepeque (p. 18).

El caserío Encuentros Abajo, se localiza en la micro región I, del municipio de Quezaltepeque, departamento de Chiquimula.

1.1.2. Características del lugar

1.1.2.1. Límites y Localización geográfica

PDM (2010)

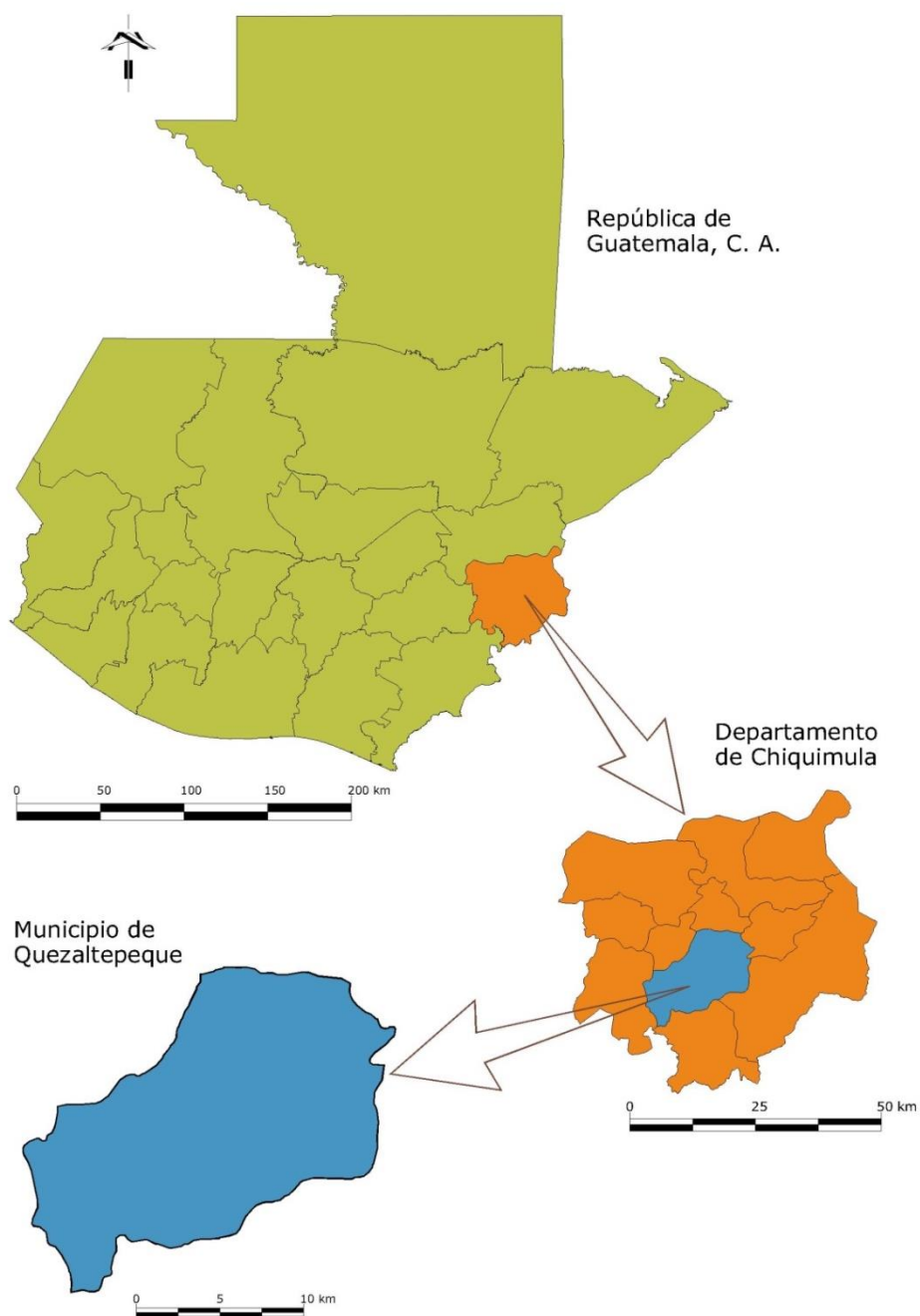
El municipio de Quezaltepeque, pertenece al departamento de Chiquimula, está conformado por una villa, 23 Aldeas y 86 Caseríos; limita al norte con los municipios de San Jacinto y San Juan Ermita, al este con Olopa y Esquipulas, al sur con Concepción Las Minas, al oeste con Ipala.

El casco urbano se encuentra en un valle que circunscriben cerros, colinas y montañas, está situado en el km 198 ruta CA - 10 que conduce a Esquipulas, su altitud es de 649 msnm y está localizado en las coordenadas 14° 38' 04'' latitud norte y 89° 26' 36'' longitud oeste (parque central); su extensión territorial es de 236 km² (p. 9).

El caserío Encuentros Abajo pertenece al municipio de Quezaltepeque. Se encuentra a una altitud media de 610 msnm; en el centro de la comunidad existe un salón de uso comunitario localizado en las coordenadas latitud N 14° 37' 14'' y longitud W 89° 28' 02''. Limita al norte con caserío Agua Caliente, las demás conlindancias son con aldeas del mismo municipio, al este con Llano Grande y Encuentros Arriba, al sur con Salfate y Santa Cruz, al oeste con Río Grande.

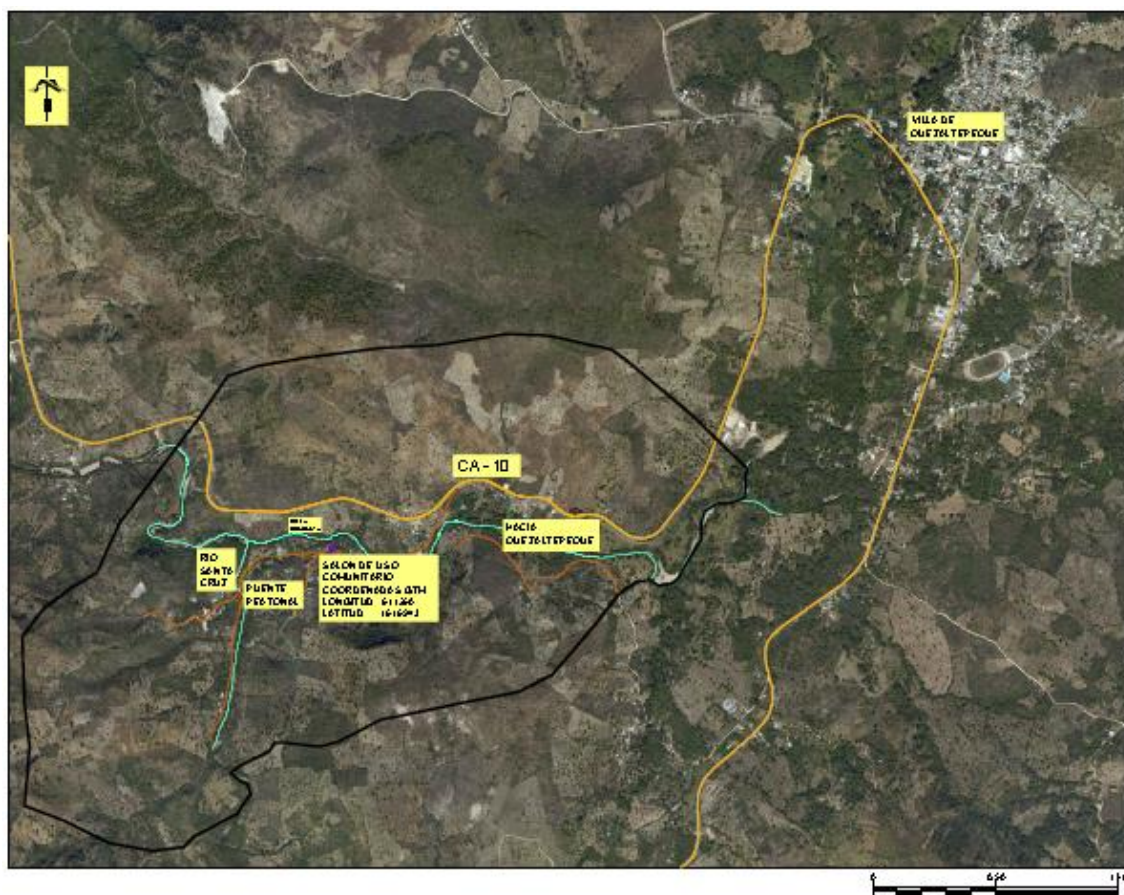
En las siguientes figuras se muestra la localización geográfica del estudio, de los proyectos. En la figura 1, se muestra el mapa de localización del municipio de Quezaltepeque. La localización del caserío Encuentros Abajo, se muestra en la figura 2 y en la figura 3, la villa de Quezaltepeque y aldea Llano Grande.

Figura 1. Mapa de localización del municipio de Quezaltepeque



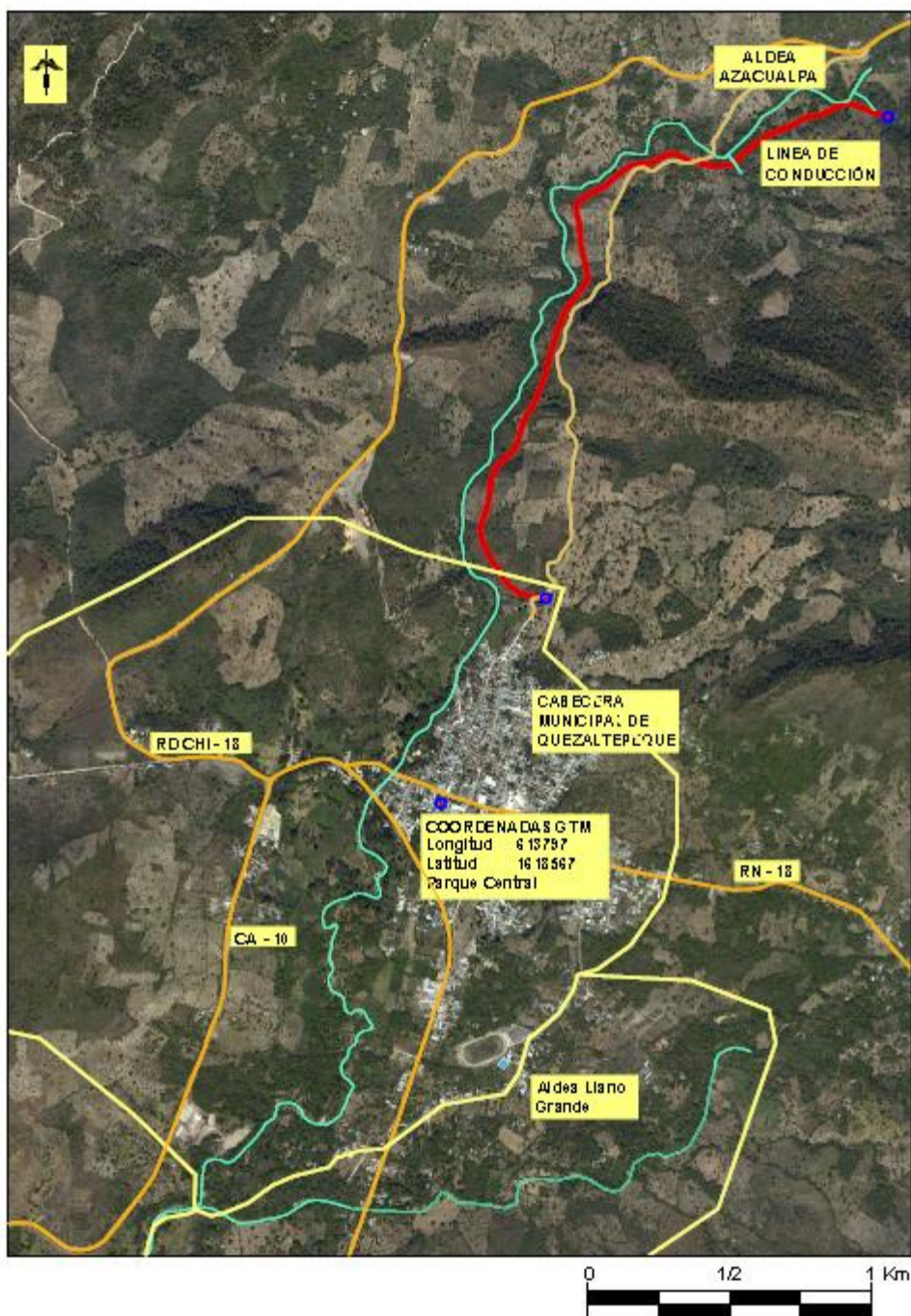
Fuente: Elaboración propia.

Figura 2. Localización del caserío Encuentros Abajo



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3. Localización de la villa de Quezaltepeque y aldea Llano Grande



Fuente: Elaboración propia.

1.1.2.2. Vías de acceso

La villa de Quezaltepeque, se encuentra a 198 km desde la ciudad capital de Guatemala; el recorrido para llegar a esta villa, desde la ciudad capital es por la ruta centroamericana CA-9 norte, km 136 jurisdicción de Río Hondo Zacapa, luego por la ruta CA-10, pasando por la ciudad de Chiquimula en el km 168, se llega al km 198 donde se ubica la villa de Quezaltepeque.

El caserío Encuentros Abajo, está ubicado en el km 193.5 desde la capital de Guatemala por la misma ruta que conduce a la Villa de Quezaltepeque, la distancia desde la villa de Quezaltepeque hasta el caserío es de 4.5 km por la ruta CA-10; el puente peatonal en estudio se encuentra a 1.2 km de la ruta CA-10 por carretera de terracería en la misma comunidad.

La distancia desde la cabecera municipal de Quezaltepeque hasta la aldea Azacualpa es de 4.8 km por la ruta departamental RD CHI – 18 en dirección a Olopa, en dicha aldea se encuentra el nacimiento del río denominado La Conquista, fuente utilizada para abastecer la cabecera municipal.

1.1.2.3. Clima

Según Martínez (2013), en el municipio de Quezaltepeque se ha registrado una temperatura media anual de 24.2 °C, precipitación de 1211.1 mm, siendo el mes

de agosto, donde se registró la máxima precipitación, de 434 mm, y un promedio de 92% de humedad relativa según datos del año 2012 del Centro de Información Hídrica de la Asociación Regional Campesina Chortí.

1.1.2.4. Recursos naturales

Según PDM (2010), gran parte del suelo es utilizado para el cultivo de maíz y frijol, que se produce en todo el municipio; el área boscosa se ve reflejada en algunas microrregiones; en las partes más altas colindantes con Olopa y Esquipulas, son características del cultivo de café.

Los recursos naturales más sobresalientes en el caserío Encuentros Abajo son los ríos La conquista y Santa Cruz, el primero está muy contaminado, ya que a él desemboca el alcantarillado sanitario del casco urbano de Quezaltepeque, el caudal del segundo puede ser aprovechado para riego u otros usos; por las grandes pendientes de los cerros que hay en este territorio, es posible utilizar el recurso hídrico a través de sistemas por bombeo; la mayor parte del suelo es utilizado para el cultivo de maíz y frijol.

Los ríos La Conquista y Tutunico son los afluentes que pasan por la Villa de Quezaltepeque, tales recursos son aprovechados para el riego de diversos cultivos entre los que sobresale el de caña de azúcar.

1.1.3. Población

De acuerdo a censo realizado por promotores de salud en el caserío Encuentros Abajo a enero de 2013 se tiene un total de 392 habitantes, constituida por un 52.85% y un 47.15% de población femenina y masculina respectivamente.

La proyección de población basada en datos del Instituto Nacional de Estadística -INE-, para la Villa de Quezaltepeque al 30 de junio de 2012, es de 5,006 habitantes equivalente al 17% (según centro de salud) del total de la población del municipio, la tasa de crecimiento es de 2.73%; en la aldea Llano Grande, la población es de 978 habitantes.

1.1.4. Actividades económicas

“El sector productivo del municipio está basado en forma predominante por la agricultura y la producción pecuaria, siendo los cultivos de mayor a menor importancia el maíz, frijol, café, pasto de corte y caña de azúcar” (PDM, 2010, p. 45).

La mayor parte de la población del caserío Encuentros Abajo se dedica a labores agrícolas, siendo el maíz y frijol los cultivos que se producen en el lugar.

Según PDM (2010), debido a la ubicación geográfica del municipio y a la accesibilidad, constituye un punto muy importante para el comercio, el cual se concentra en la cabecera municipal, específicamente en el mercado central.

1.1.5. Salud

PDM (2010)

El gobierno de Guatemala, a través del Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, mediante la implementación de sus diferentes programas pone a disposición del 100% de la población del municipio, el acceso al servicio de salud, principalmente a través del Sistema Integrado de Atención en Salud, programas coordinados por el Centro de Salud (p. 19).

PDM (2010)

Para combatir o prevenir algunos de los problemas en salud que afectan a toda la población, el centro de salud está dando atención a la población a través de los programas de: Salud materno infantil, Tuberculosis, enfermedades prevenibles por vacuna, Planificación familiar, Chagas, ITS, VIH SIDA, Seguridad alimentaria y nutricional, Salud mental, Infecciones respiratorias agudas y otras, como parte de los compromisos de estado para reducir la propagación de estas (p. 27).

En el caserío Encuentros Abajo, se cuenta con promotores de salud, quienes son delegados por parte del centro de salud, se encargan de informar a la población acerca de jornadas de vacunación u otros eventos promovidos por el ministerio de salud pública y asistencia social. Para consultas o atenciones de emergencia, los pacientes pueden hacerla al centro de salud o en su defecto al hospital público ubicado en la cabecera departamental.

1.1.6. Educación

Según PDM (2010), a nivel medio, en el casco urbano, existen 8 centros educativos, de los cuales 2 pertenecen al sector oficial y 6 al privado; a nivel diversificado existen 6 en total, 2 oficiales y 4 privados.

De acuerdo a datos obtenidos en la Coordinación Técnica Administrativa de Educación, en la villa de Quezaltepeque, en 2013 se tiene un total de 263 estudiantes del nivel preprimaria, 1,019 de primaria, a nivel básico 924 y 614 en diversificado, estos involucran al sector oficial y privado urbano.

“La educación superior también tiene significancia en el municipio, ya que existen dos centros de estudios superiores, la Universidad Mariano Gálvez y la Universidad Panamericana” (PDM, 2010, p. 38).

La educación que se imparte en el caserío Encuentros Abajo, es a estudiantes de nivel preprimaria y primaria; la formación educativa a nivel medio los estudiantes la obtienen en la cabecera municipal, donde existen centros educativos públicos y privados.

1.1.7. Vivienda

En el caserío Encuentros Abajo se tiene un total de 83 viviendas distribuidas en todo el territorio, una fracción de las edificaciones son de adobe con techo de teja y/o lámina y algunas tienen revestimiento de cal; en la actualidad se ha incrementado el uso del concreto y de la mampostería de block.

En la cabecera municipal se tiene la mayor cantidad de servicios básicos y mayor concentración de viviendas, mientras que en muchas comunidades rurales, las viviendas están dispersas unas de otras, por lo que tienen pocas posibilidades de contar con los servicios básicos (PDM, 2010, p. 16).

La población de la villa de Quezaltepeque cuenta con 1,245 viviendas al 2012, existen varias edificaciones para uso comercial y servicios públicos; en Llano Grande por ser área suburbana, en algunos sectores las viviendas distan un poco unas de otras, en la aldea hay un total de 211 viviendas.

1.1.8. Servicios

PDM (2010)

Los servicios públicos más importantes en la cabecera municipal son: agua potable, alcantarillado sanitario, mercado, energía eléctrica, correo, telefonía pública y celular, centro de salud tipo “B”, escuelas, institutos, colegios privados con niveles de primaria, básico y diversificado, universidades y academias de computación privadas; los servicios privados que se prestan en la comunidad son: hospedajes, restaurantes y transporte (urbano y extraurbano) (p. 48).

Según PDM (2010), las instituciones gubernamentales instaladas en el municipio son: comisaria de la Policía Nacional Civil, Ministerio de Educación, Centro de salud tipo “B”, Juzgado de paz, Registro Nacional de las Personas, campamento de la zona vial 8 de caminos y la Municipalidad.

En la villa de Quezaltepeque existen Organizaciones no gubernamentales, 3 integrantes de la banca de inversión y 1 cooperativa.

En el área de recreación, se tiene un parque recreativo y un complejo deportivo (cancha de futbol, baloncesto y piscina) ubicado en aldea Llano Grande.

Los servicios que tiene el caserío Encuentros Abajo son: energía eléctrica, agua entubada, salón de uso comunitario, escuela para preprimaria y primaria, carretera de terracería con pavimento solo en donde las pendientes son muy pronunciadas.

2. DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL, CASERÍO ENCUENTROS ABAJO

2.1. Descripción del proyecto

Consiste en un puente colgante peatonal, de 36 m de longitud y 2 m de ancho del tablero, el cual proporcionará una vía de acceso para atravesar el río Santa Cruz, en el caserío Encuentros Abajo. La superestructura del puente compuesta por un tablero de madera de pino tratada y sistema de suspensión a través de cables estructurales anclados y apoyados a estructuras de concreto ciclopeo.

2.2. Levantamiento topográfico

“El levantamiento topográfico se realiza con el fin de determinar la forma del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre” (Casanova, 2002, cap. 7, p. 1).

A través de levantamiento se determina la posición de puntos y posteriormente su representación en un plano. Se realizó un levantamiento topográfico planimétrico y altimétrico, utilizando el método por conservación de azimut y procedimiento taquimétrico.

Con los datos obtenidos del levantamiento topográfico se define la alineación del puente, así mismo la ubicación de la subestructura.

El equipo y herramienta utilizada fue el siguiente:

- Teodolito marca FOIF
- Estadía
- Cinta métrica de 100m
- Plomada
- Estacas de madera, clavos, pintura y martillo
- Libreta topográfica

Con los datos obtenidos en campo se procedió a representar gráficamente el área en estudio, elaborando el mapa de curvas de nivel y el eje principal del proyecto donde estará alineado el puente.

2.3. Evaluación de la calidad del suelo

El objetivo del estudio de suelos, es establecer las características geotécnicas, es decir las propiedades físicas y mecánicas del suelo, para el diseño de una cimentación estable. Para conocer las características de la estructura del suelo se realizó una excavación y se extrajo una muestra inalterada de suelo de 1 pie³ a una profundidad de 2 m, luego fue llevada al laboratorio de Mecánica de Suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala y se sometió al ensayo de compresión triaxial.

El reconocimiento geotécnico del terreno se realizó a través del ensayo mencionado anteriormente; además de la inspección visual, estas técnicas se utilizan para tener una base de diseño para un estudio preliminar, no obstante a la hora de ejecutar el proyecto se puede realizar un estudio más profundo de análisis geotécnico.

2.3.1. Ensayo de compresión triaxial

Con el ensayo realizado al suelo se obtiene los parámetros de corte y se calcula el valor soporte del suelo (Ver Anexo A).

Parámetros de corte

- Tipo de ensayo No consolidado y no drenado
- Descripción del suelo Arena pómez limosa color gris claro
- Ángulo de fricción interna (θ) 39.70°

Para el cálculo de la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales, se utiliza la teoría presentada por el Dr. Karl Terzaghi (Das, 2006, p. 129).

$$q_u = 0.867 C_s N'_c + \gamma_s D' N'_q + 0.4 \gamma_s B N'_\gamma$$

Donde:

q_u = capacidad de carga última

$C_s = 15.67 \text{ T/m}^2$, cohesión del suelo

$\gamma_s = 1.52 \text{ T/m}^3$, peso específico del suelo

$D' = 1 \text{ m}$, profundidad de la cimentación

$B = 1 \text{ m}$, ancho de la cimentación

N'_c, N'_q, N'_γ = factores de capacidad de carga modificada (adimensionales), están en función del ángulo de fricción del suelo θ , estos coeficientes son debido a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo, respectivamente.

Factores de capacidad de carga:

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \theta \right)$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan 39.7 \right) = 28.96^\circ$$

$$N'_q = \tan^2(45 + \theta' / 2) e^{\pi \tan \theta'} \\ 16.37$$

$$N'_q = \tan^2(45 + 28.96 / 2) e^{\pi \tan 28.96} =$$

$$N'_c = (N_q - 1) \cot \theta'$$

$$N'_c = (16.37 - 1) \cot 28.96 = 27.77$$

$$N'_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \theta'$$

$$N'_\gamma = 2(16.37 + 1) \tan 28.96 = 19.23$$

$$q_u = 0.867 C_s N'_c + \gamma D N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$q_u = (0.867 \times 15.67 \times 27.77) + (1.52 \times 1 \times 16.37) + (0.4 \times 1.52 \times 1 \times 19.23)$$

$$q_u = 413.85 \text{ T/m}^2$$

La capacidad de carga admisible, requiere la aplicación de un factor de seguridad (FS) cuyo valor es recomendable que sea mayor a 3 (Das, 2006, p. 131). Se utiliza un factor de seguridad de 5.

$$FS = 5$$

Capacidad de carga admisible:

$$q_{adm} = q_u / FS$$

$$q_{adm} = 413.85 / 5$$

$$q_{adm} = 82.77 \text{ T/m}^2$$

Se adopta el valor soporte del suelo $V_s = 80 \text{ T/m}^2$

2.4. Estudio hidrológico

Se utiliza para determinar la creciente máxima extraordinaria que ocurre en época de invierno, con base a esta crecida se determina el caudal de diseño y así la determinación de la geometría de los elementos de la estructura del puente.

2.4.1. Caudal de diseño

El caudal de diseño en el río Santa Cruz, sirve para establecer la altura del puente sobre el lecho del río, para el cálculo de este caudal, se utiliza el método racional, expresado por la siguiente formula según el INSIVUMEH (2002).

$$Q = C I A / 3.6$$

Donde:

Q = caudal (m³/s)

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de precipitación en (mm/h), con una duración igual a t_c

A = área de la cuenca (km²)

t_c = tiempo de concentración de la cuenca (min)

El tiempo de concentración es el tiempo requerido por una gota de agua para fluir desde el punto más remoto en la cuenca hasta el punto de interés, puede estimarse mediante fórmulas que se basan en parámetros morfométricos de las cuencas, o en base a aspectos hidráulicos de las corrientes. Una de las fórmulas utilizadas en nuestro

medio es la de Kirpich, que usa el desnivel y la longitud del cauce (p. 10).

$$t_c = \frac{3 l^{1.15}}{154 H_c^{0.38}}$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración (min)

l = longitud del cauce desde la cabecera de la cuenca

H_c = desnivel del cauce

Debido al tamaño del área de la cuenca se toma un tiempo de concentración de 20 minutos.

$$t_c = 20 \text{ min}$$

2.4.1.1. Coeficiente de escorrentía

INSIVUMEH (2002)

Este coeficiente, se estima en base a las características hidrogeológicas de la cuenca, este coeficiente está en función generalmente de tres aspectos que se consideran determinantes en la generación de escorrentía como consecuencia de tormentas de lluvia y son: la cobertura vegetal, el tipo de suelo y las pendientes del terreno (p. 10).

Entre las características de la cuenca se encuentra que el uso del suelo es utilizado en gran parte para potreros, en

menor escala para fines agrícolas y una zona de bosques. Por inspección visual se estima que el suelo tiene una capacidad de infiltración alta; el coeficiente de escorrentía se toma de la tabla I, que presenta diversos valores del coeficiente de escorrentía.

Tabla I. Valores indicativos del coeficiente de escorrentía

Uso del suelo	Pendiente del terreno	Capacidad de infiltración del suelo		
		Alto (suelos arenosos)	Medio (suelos francos)	Bajo (suelos arcillosos)
Tierra agrícola	< 5 %	0.30	0.50	0.60
	5 – 10 %	0.40	0.60	0.70
	10 – 30 %	0.50	0.70	0.80
Potrerros	< 5 %	0.10	0.30	0.40
	5 – 10 %	0.15	0.35	0.55
	10 – 30 %	0.20	0.40	0.60
Bosques	< 5 %	0.10	0.30	0.40
	5 – 10 %	0.25	0.35	0.50
	10 – 30 %	0.30	0.50	0.60

Fuente: INSIVUMEH., 2002. Informe de intensidades de lluvia. p. 11.

De la tabla anterior se toma el valor del coeficiente de escorrentía.

$$C = 0.35$$

2.4.1.2. Intensidad de lluvia

Es la cantidad de lluvia caída sobre cierta zona geográfica en el período de una hora, este dato permite establecer un valor de referencia para establecer el caudal que pasa por determinado punto. La intensidad de lluvia está asociada a una duración y a una frecuencia de ocurrencia, representada por el período de retorno.

En el área de la cuenca, no se tiene ninguna estación meteorológica, que brinde los parámetros necesarios para el cálculo de la intensidad de lluvia, por lo que se utilizan los datos de dos estaciones que se encuentran en polos opuestos, intermedio de estas estaciones esta la cuenca de interés; la primera estación está localizada en el municipio de Esquipulas, se encuentra a una elevación de 1,000 msnm en las siguientes coordenadas GTM: longitud: 624,784 y latitud: 1,610,177; y la otra estación es La Ceibita, localizada en el municipio de Monjas, departamento de Jalapa, se encuentra a una elevación de 961 msnm en las siguientes coordenadas GTM: longitud: 566,167 y latitud: 1,601,806.

De acuerdo al INSIVUMEH es conveniente usar períodos de retorno altos; se utiliza 30 años.

La intensidad de lluvia se obtiene con la siguiente expresión matemática (INSIVUMEH, 2002, p. 2).

$$I = \frac{A'}{(B' + t_c)^{n'}}$$

Donde:

I = intensidad de lluvia (mm/h), en un período de retorno de 30 años

A', B' y n' = parámetros de ajuste de cada estación meteorológica

t_c = 15 min, tiempo de concentración de la cuenca

Tabla II. **Parámetros A', B' y n' de estación meteorológica Esquipulas**

Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
A'	3,300	2,060	1,280	1,230	1,225	1,222	1,213	1,205
B'	20	11	6	6	6	6	6	6
n'	0.962	0.836	0.721	0.7	0.696	0.694	0.69	0.686

Tr = período de retorno (años)

Fuente: INSIVUMEH. 2002. Informe de intensidades de lluvia. p. 5.

De la tabla II se obtienen los parámetros para determinar la intensidad de lluvia en la estación de Esquipulas, utilizando un período de retorno de 30 años.

$$I = \frac{1,222}{(6 + 20)^{0.694}}$$

$$I = 127.37 \text{ mm/h}$$

Tabla III. **Parámetros A', B' y n' de estación meteorológica La Ceibita**

Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
A'	1,360	2,080	1,509	1,835	1,825	1,815	1,805	1,795
B'	15	19	11	11	11	11	11	11
n'	0.845	0.879	0.813	0.836	0.833	0.83	0.827	0.822

Tr = período de retorno (años)

Fuente: INSIVUMEH. 2002. Informe de intensidades de lluvia. p. 5.

De la tabla III se obtienen los parámetros para determinar la intensidad de lluvia en la estación de La Ceibita, utilizando un período de retorno de 30 años.

$$I = \frac{1,815}{(11 + 15)^{0.83}}$$

$$I = 104.97 \text{ mm/h}$$

Utilizando la intensidad de cada estación se obtiene por medio de interpolación, la intensidad de la cuenca. El punto intermedio entre las dos estaciones se localiza en las coordenadas GTM: longitud: 614,763.32 y latitud: 1,608,745.96, la distancia a este punto, desde la estación en Esquipulas es de 10,122.35 m y desde la estación en Monjas 49,089.36 m.

Interpolando:

$$\frac{I - 127.37}{10,122.35} = \frac{104.97 - 127.37}{10,122.35 + 49,089.36}$$
$$I = 123.54 \text{ mm/h}$$

2.4.1.3. Área de la cuenca hidrográfica

Cuenca es el área o espacio geográfico, en donde las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida (Aparicio, 1992, p. 19).

En una cuenca sus límites inician en las partes altas de las montañas, conocida como divisoria de aguas o parteaguas y finalizan en donde el agua de las precipitaciones que corren por un cauce principal llegan al mar, lagos, embalses artificiales o algún punto de interés donde se erigirá una obra.

El área de la cuenca se calculó utilizando el Sistema Nacional de Información Territorial -SINIT- y un mapa

topográfico a escala 1:50,000, del Instituto Geográfico Nacional -IGN-, la hoja cartográfica se muestra en el apéndice B.

Área de la cuenca:

$$A = 87.789 \text{ km}^2$$

- **Cálculo del caudal de diseño**

Con los datos obtenidos anteriormente se procede a calcular el caudal máximo que pasa por el punto de interés.

Datos:

$$C = 0.35$$

$$I = 143.23 \text{ mm/h}$$

$$A = 87.789 \text{ km}^2$$

$$Q = C I A / 3.6$$

$$Q = 0.35 \times 123.54 \times 87.789 / 3.6$$

$$Q = 1,054.42 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Sección del cauce**

El cauce por donde se conduce el agua del río es un canal natural; para determinar la sección que requiere el caudal, se hace a partir de la ecuación de flujo volumétrico.

$$Q = A V$$

Donde:

$Q = 1054.42 \text{ m}^3/\text{s}$, caudal de diseño

A = área de la sección (m^2)

V = velocidad del flujo (m/s)

La velocidad se obtiene usando la ecuación desarrollada por Robert Manning (Mott, 2006, p. 448)

$$V = \frac{R^{2/3} \sqrt{Sc}}{n}$$

Donde:

R = radio hidráulico (m)

Sc = pendiente del cauce (%)

n = coeficiente de rugosidad

El radio hidráulico es definido como la relación del área transversal neta de una corriente al perímetro mojado de la sección (Mott, 2006, p. 446).

$$R = \frac{A}{PM}$$

La pendiente se obtiene a través del mapa topográfico que se muestra en el apéndice B. La cota mas alta del cauce es de 1,830 msnm y la cota ubicada en el punto de interés es de 590 msnm; la distancia entre estos dos puntos es de 20,198 m.

Pendiente del cauce:

$$Sc = (1,830 - 590) \times 100 / 20,198$$

$$Sc = 6.1 \%$$

El valor del coeficiente de rugosidad o factor de resistencia, depende de la condición de la superficie del canal y se toma en base a la tabla IV.

Tabla IV. **Valores del factor de resistencia**

Descripción del canal	<i>n</i>
Vidrio, cobre, plástico u otras superficies lisas	0.010
Acero liso sin pintar, madera plana	0.012
Acero pintado o hierro fundido revestido	0.013
Asfalto liso, arcilla común de revestimiento de drenajes, concreto con acabado, ladrillo vitrificado	0.013
Hierro fundido sin recubrimiento, tubería de hierro negro forjado, arcilla vitrificada para revestir drenajes	0.014
Ladrillo en concreto cementado, concreto flotado con acabado, tubo de concreto	0.015
Concreto colado, sin acabado, tubo de acero en espiral	0.017
Suelo suave	0.018
Suelo limpio excavado	0.022
Dren para avenidas*, de metal corrugado	0.024
Canal natural con piedras y maleza	0.030
Canal natural con vegetación rala	0.050
Canal natural con arbustos grandes y juncos	0.060
Canal natural con vegetación espesa	0.100

* Una avenida es un escurrimiento grande y súbito de agua generalmente pluvial.

Fuente: Mott. 2006. Mecánica de fluidos. p. 449.

De la tabla anterior se utiliza el coeficiente correspondiente a un canal natural con piedras y maleza.

Factor de resistencia:

$$n = 0.03$$

Aplicando las formulas anteriores se obtienen los resultados que se muestran en la tabla V. Se realiza el cálculo para diferentes alturas con el fin de determinar la cota máxima que alcanza el máximo caudal cuando pasa justo debajo del puente.

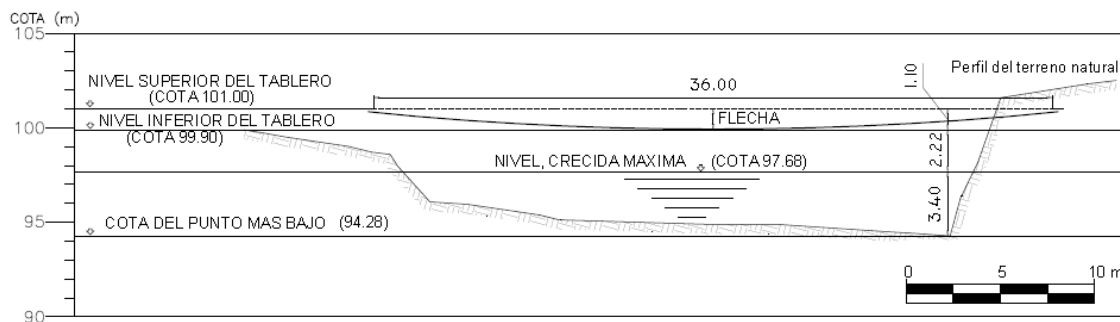
Tabla V. **Altura de descarga**

y (m)	A (m ²)	PM (m)	R (m)	v (m/s)	Q (m ³ /s)
3.30	73.15	33.25	2.20	13.93	1018.68
3.35	74.66	33.37	2.24	14.08	1051.44
3.40	76.17	33.50	2.27	14.24	1084.31

Fuente: Elaboración propia.

En la primera columna se muestra la altura alcanzada por la creciente máxima; tanto la altura, el área y el perímetro mojado se obtienen del dibujo de la sección del cauce. Para que el caudal máximo ($Q = 1,054.42 \text{ m}^3/\text{s}$) fluya en el cauce se necesita que la altura de descarga sea de por lo menos 3.40 m referida al punto más bajo de la sección, requiriendo el área de 76.17 m^2 .

Figura 4. **Sección del cauce**



Fuente: Elaboración propia.

- **Altura del puente**

La cota del punto más bajo de la sección del cauce del río es de 94.28 m; la altura del nivel alcanzado por la creciente máxima extraordinaria es 97.68 m, y la cota del nivel inferior del tablero del puente será 99.90 m, dando un margen de protección de 2.20 m aproximadamente.

2.5. Especificaciones de diseño

Los elementos estructurales de la superestructura y subestructura del puente son de concreto reforzado y concreto ciclópeo respectivamente, el tablero del puente está constituido por cables de acero y por madera; los anclajes son bloques de concreto ciclopeo.

Para el diseño de la superestructura y subestructura del puente se utilizan los siguientes parámetros:

$l = 36$ m, longitud del vano (luz libre)

$A_u = 2$ m, Ancho útil

$V_s = 80$ T/m², Valor soporte del suelo de cimentación

$f'_c = 210$ kg/cm² (3,000 PSI), Resistencia a la compresión del concreto estructural con refuerzo

$f'_c = 176$ kg/cm² (2,500 PSI), Resistencia a la compresión del concreto ciclópeo

$f_y = 2,810$ kg/cm², Resistencia a la fluencia del acero

2.6. Análisis y diseño estructural

El análisis estructural consiste en determinar los esfuerzos a los cuales será sometida la estructura, para dicho análisis se deben considerar los diferentes

tipos de cargas verticales entre los cuales está la carga muerta, compuesta por el peso propio de la estructura (peso de los cables, barandal y sistema de piso) y la carga viva compuesta por el peso de las personas, el peso de animales equinos con el peso de su carga, además también puede incorporarse carga viva de vehículos de dos o tres ruedas como bicicletas y motocicletas. Todos los elementos estructurales se diseñan para soportar las condiciones más severas que puedan desarrollarse en ellos.

El diseño estructural, es un proceso creativo, mediante el cual se definen las características del sistema constructivo (dimensiones de los elementos estructurales, tipo de materiales y su resistencia) para cumplir de forma óptima con sus objetivos. Para el diseño de estructuras de concreto reforzado se utilizó las especificaciones establecidas por el código (ACI 318S-08).

2.6.1. Carga viva

La carga viva para puentes peatonales según (AASHTO, 1,997) (Bang, 2009, p. 31), es de 415 kg/m², esta misma magnitud de carga es recomendada por la Dirección General de Caminos -DGC- .

Carga viva:

$$C_v = 415 \text{ kg/m}^2$$

2.6.2. Carga muerta

Para el diseño de los cables principales se considera el peso de los tablones de madera, de los cables y de la malla galvanizada que sirve como barandal; para el diseño de la subestructura se integran las cargas anteriores y el peso propio de los elementos de concreto.

2.6.3. Cargas últimas

La estimación de la carga última incorpora un aumento del 40% de la carga muerta y un 70% de la carga viva.

$$C_u = 1.4 C_m + 1.7 C_v$$

2.7. Diseño de la superestructura

2.7.1. Análisis y diseño del sistema de piso

Para el sistema de piso, se utiliza tablones colocados en forma longitudinal al puente, soportados por vigas transversales; la madera a usar es de pino tratada, con arseniato de cobre cromatado -CCA- siglas en inglés “chromated copper arsenate”, este tipo de madera se obtiene en las empresas comerciales dedicadas a la industria maderera.

Propiedades de la madera:

$F_f = 84.35 \text{ kg/cm}^2$, Esfuerzo de flexión

$F_c = 8.44 \text{ kg/cm}^2$, Esfuerzo de corte

$E = 112,470 \text{ kg/cm}^2$, Módulo de elasticidad

$\gamma_m = 800 \text{ kg/m}^3$, Peso específico

2.7.1.1. Tablones

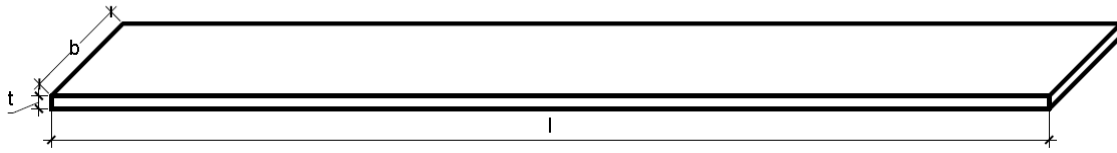
Dimensiones de los tablones:

$t = 1.5'' = 0.0381 \text{ m}$, espesor

$b = 12'' = 0.3048 \text{ m}$, ancho

$l = 3.00 \text{ m}$, largo

Figura 5. **Tablón de madera**



Fuente: Elaboración propia.

Carga muerta uniformemente distribuida:

$$WC_m = b \times t \times \gamma_m$$

$$WC_m = 0.3048 \times 0.0381 \times 800$$

$$WC_m = 9.29 \text{ kg/m}$$

Carga viva uniformemente distribuida:

$$WC_v = C_v \times b$$

$$C_v = 415 \text{ kg/m}^2$$

$$WC_v = 415 \times 0.3048$$

$$WC_v = 126.49 \text{ kg/m}$$

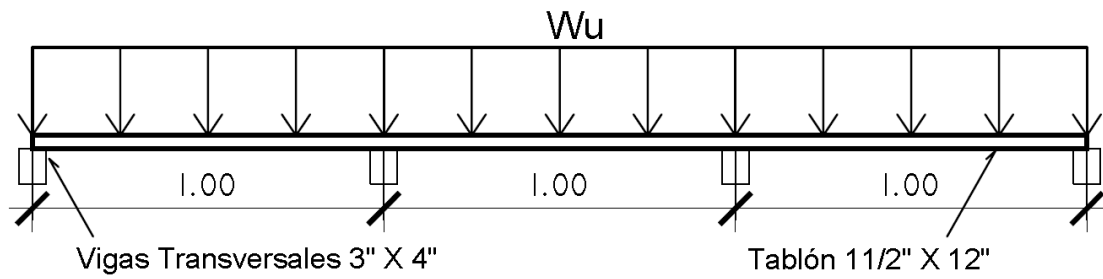
Carga última uniformemente distribuida:

$$W_u = 1.4WC_m + 1.7WC_v$$

$$W_u = (1.4 \times 9.29) + (1.7 \times 126.49)$$

$$W_u = 228.04 \text{ kg/m}$$

Figura 6. Distribución de la carga última sobre los tablones



Fuente: Elaboración propia.

- **Diseño por flexión**

$l = 1 \text{ m}$, luz de diseño para los tablones

Momento flector:

$$M = \frac{W_u \times l^2}{9}$$

$$M = \frac{228.04 \times 1^2}{9}$$

$$M = 25.34 \text{ kg-m}$$

Módulo de sección:

$$S' = \frac{b \times t^2}{6}$$

$$S' = \frac{0.3048 \times (0.0381)^2}{6}$$

$$S' = 7.37 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

Esfuerzo de flexión actuante:

$$F_{fa} = \frac{M}{S'}$$
$$F_{fa} = \frac{25.34}{7.37 \times 10^{-5}} = 343,826.32 \text{ kg/m}^2$$
$$F_{fa} = \frac{343,826.32}{100^2} = 34.38 \text{ kg/cm}^2$$
$$F_{fa} < F_f$$

El esfuerzo de flexión actuante ($F_{fa} = 34.38 \text{ kg/cm}^2$) es menor que el esfuerzo de flexión resistente de la madera ($F_f = 84.35 \text{ kg/cm}^2$).

- **Diseño por corte**

Corte actuante:

$$V_a = \frac{W_u \times l}{2}$$
$$V_a = \frac{228.04 \times 1}{2}$$
$$V_a = 114.02 \text{ kg}$$

Esfuerzo de corte actuante:

$$F_{ca} = \frac{3 V_a}{2 b t}$$

Donde:

$$b = 30.48 \text{ cm}$$

$$t = 3.81 \text{ cm}$$

$$F_{ca} = \frac{3 \times 114.02}{2 \times 30.48 \times 3.81} = 1.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ca} = 1.47 \text{ kg/cm}^2 < F_c = 8.44 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de corte actuante es menor que el esfuerzo de corte resistente.

- **Diseño por deflexión**

Inercia de la sección:

$$I_s = \frac{b t^3}{12}$$

$$I_s = \frac{30.48 \times (3.81)^3}{12}$$

$$I_s = 140.48 \text{ cm}^4$$

Deflexión máxima:

$$\Delta_{\max} = \frac{5 W_u l^4}{384 E I_s}$$

Donde:

$$W_u = (228.04 / 100) = 2.28 \text{ kg/cm}$$

$$l = 100 \text{ cm}$$

$$E = 112,470 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_{\max} = \frac{5 \times 2.28 \times 100^4}{384 \times 112,470 \times 140.48}$$

$$\Delta_{\max} = 0.19 \text{ cm}$$

Deflexión admisible:

$$\Delta_{adm} = \frac{l}{360}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{100}{360}$$

$$\Delta_{adm} = 0.28 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} < \Delta_{adm}$$

La deflexión admisible es mayor que la deflexión máxima producida por la carga última.

2.7.1.2. Vigas transversales

Las vigas transversales que sostienen los tableros de piso, tienen una sección de 3" x 4" y longitud de 7 pies.

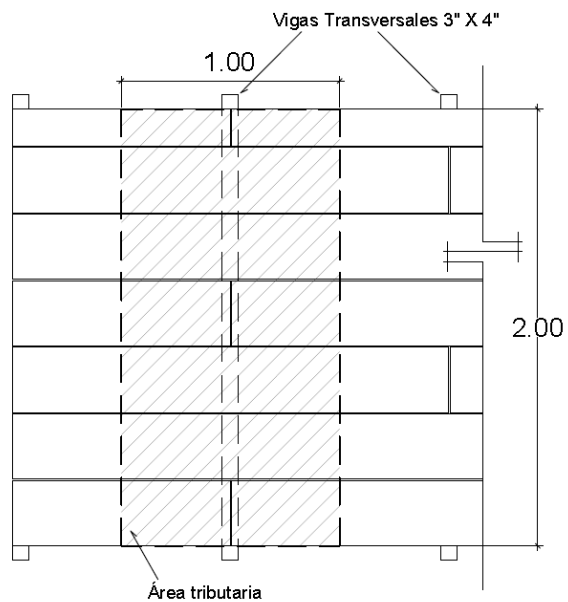
Dimensiones de las vigas:

$t = 4" = 0.10 \text{ m}$, espesor

$b = 3" = 0.076 \text{ m}$, ancho

$l = 7' = 2.13 \text{ m}$, longitud

Figura 7. Área tributaria de vigas transversales



Fuente: Elaboración propia.

El área tributaria para cada viga transversal es de 2 m² con ancho tributario (At) de 1 m, las vigas reciben la carga de los tablones y la transmiten a los cables principales.

Carga muerta:

Este tipo de carga está compuesta por el peso propio de la viga de sección (0.076 x 0.10) m y el peso de los tablones de 0.0381 m de espesor.

Peso propio de la viga:

$$b \times t \times \gamma_m$$
$$0.076 \times 0.10 \times 800 = 6.08 \text{ kg/m}$$

Peso del tablón:

$$At \times t \times \gamma_m$$

Donde:

$At = 1$ m, ancho tributario

$$1 \times 0.0381 \times 800 = 30.48 \text{ kg/m}$$

Carga muerta uniformemente distribuida:

$$WC_m = 6.08 + 30.48$$

$$WC_m = 36.56 \text{ kg/m}$$

Carga viva:

$$WC_v = C_v \times At$$

Donde:

$$C_v = 415 \text{ kg/m}^2$$

$$WC_v = 415 \times 1$$

$$WC_v = 415 \text{ kg/m}$$

Carga última:

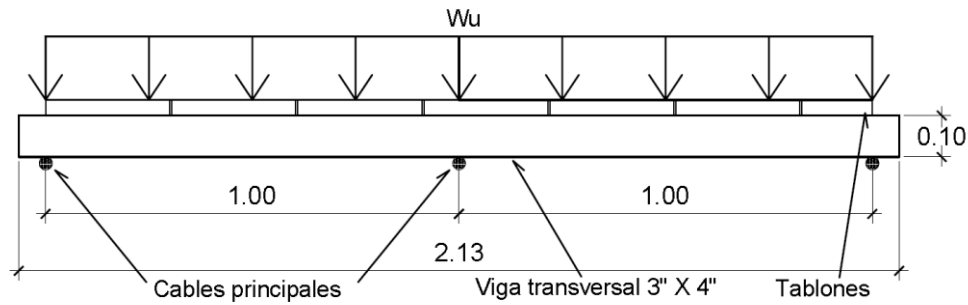
$$W_u = 1.4WC_m + 1.7WC_v$$

$$W_u = (1.4 \times 36.56) + (1.7 \times 415)$$

$$W_u = 51.18 + 705.50$$

$$W_u = 756.68 \text{ kg/m}$$

Figura 8. Distribución de la carga última sobre las vigas transversales



Fuente: Elaboración propia.

- **Diseño por flexión**

$l = 1 \text{ m}$, luz de diseño para las vigas

Momento flector:

$$M = \frac{W_u \times l^2}{9}$$

$$M = \frac{756.68 \times 1^2}{9}$$

$$M = 84.08 \text{ kg-m}$$

Módulo de sección:

$$S' = \frac{b \times t^2}{6}$$

$$S' = \frac{0.076 \times (0.10)^2}{6}$$

$$S' = 1.27 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

Esfuerzo de flexión actuante:

$$F_{fa} = \frac{M}{S'}$$
$$F_{fa} = \frac{84.08}{1.27 \times 10^{-4}} = 662,047.24 \text{ kg/m}^2$$
$$F_{fa} = \frac{662,047.24}{100^2} = 66.20 \text{ kg/cm}^2$$
$$F_{fa} < F_f$$

El esfuerzo de flexión actuante ($F_{fa} = 66.20 \text{ kg/cm}^2$) es menor que el esfuerzo de flexión resistente de la madera ($F_f = 84.35 \text{ kg/cm}^2$).

- **Diseño por corte**

$$V_a = \frac{W_u \times l}{2}$$
$$V_a = \frac{756.68 \times 1}{2}$$
$$V_a = 378.34 \text{ kg}$$

Esfuerzo de corte actuante:

$$F_{ca} = \frac{3 V_a}{2 b t}$$

Donde:

$$b = 7.60 \text{ cm}$$

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

$$F_{ca} = \frac{3 \times 378.34}{2 \times 7.60 \times 10}$$

$$F_{ca} = 7.47 \text{ kg/cm}^2 < F_c = 8.44 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de corte actuante es menor que el esfuerzo de corte resistente.

- **Diseño por deflexión**

Inercia de la sección:

$$I_s = \frac{b t^3}{12}$$

$$I_s = \frac{7.60 \times (10)^3}{12}$$

$$I_s = 633.33 \text{ cm}^4$$

Deflexión máxima:

$$\Delta_{\max} = \frac{5 W_u l^4}{384 E I_s}$$

Donde:

$$W_u = (756.68 / 100) = 7.57 \text{ kg/cm}$$

$$l = 100 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{5 \times 7.57 \times 100^4}{384 \times 112,470 \times 633.33}$$

$$\Delta_{\max} = 0.14 \text{ cm}$$

Deflexión admisible:

$$\Delta_{adm} = \frac{l}{360}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{100}{360}$$

$$\Delta_{adm} = 0.28 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} < \Delta_{adm}$$

La deflexión admisible de la viga transversal, es mayor que la deflexión máxima producida por la carga última.

2.7.2. Diseño de cables principales

Los cables principales son los que soportan toda la carga del tablero, la flecha máxima a utilizar es de 2.5% de la longitud del vano (luz libre) recomendada por la Dirección General de Caminos y para el diseño de los cables se utiliza la norma ASTM A 603, con resistencia mínima en tracción de 220,000 lb/plg²; el diámetro, resistencia y peso de los cables se muestra en el anexo B.

La integración de carga, se realiza para 1 m de la longitud de la superestructura del puente y tomando el ancho del tablero de 2 m; la carga se distribuye en 3 cables de piso y 2 cables de barandal.

- **Carga muerta**

- **Peso de tablon**

$$A_u \times t \times \gamma_m$$

Donde:

$A_u = 2$ m, ancho del puente

$t = 0.0381$ m, espesor del tablón

$$2 \times 0.0381 \times 800 = 60.96 \text{ kg/m}$$

- **Peso de vigas transversales**

Las vigas transversales están separadas a cada metro, el peso de las 37 vigas se distribuye en los 36 m de longitud que tiene el vano del puente.

$$(b \times t \times l \times \gamma_m) \times (37 / 36)$$
$$(0.076 \times 0.10 \times 2.13 \times 800) \times (37 / 36) = 13.31 \text{ kg/m}$$

- **Peso de los cables**

Longitud del cable:

Para el cálculo de la longitud del cable que tiene forma de parábola se considera la separación entre torres la cual es de 36.60 m. la longitud del cable se obtiene según Zegarra (2007, p. 23).

$$\text{Longitud cable} = \left(1 + \frac{8 f'^2}{3 l^2}\right) l$$

Donde:

f' = flecha correspondiente al 2.5% de la longitud

$$f' = 0.025 \times 36.60 = 0.915 \text{ m}$$

$$l = 36.6 \text{ m}$$

$$\text{Longitud cable} = \left(1 + \frac{8 \times 0.915^2}{3 \times 36.60^2}\right) 36.60$$

$$\text{Longitud cable} = 36.66 \text{ m}$$

La longitud del cable está compuesta, por la parte central que cubre el vano del puente y por la longitud de los extremos, que se extiende hasta los anclajes, además se le agrega la longitud de doblado del cable, que sirve para el atado del mismo por medio de abrazaderas.

Longitud de cables de barandal:

$$\text{Longitud extremos} = 5.50 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de doblado} = 1.80 \text{ m}$$

$$\text{Cantidad de cables} = 2$$

$$2(36.66 + 2(5.50 + 1.80)) = 2 \times 51.26$$

$$102.52 \text{ m}$$

Longitud de cables de piso:

$$\text{Longitud extremos} = 5.15 \text{ m}$$

$$3(36.66 + 2(5.15 + 1.80)) = 3 \times 50.56$$

$$151.68 \text{ m}$$

Peso distribuido del cable:

Peso del cable ϕ 1 5/8" es de 6.71 kg/m

$$6.71 \times (102.52 + 151.68) / 36$$

$$47.38 \text{ kg/m}$$

- **Peso de malla galvanizada**

La malla galvanizada es utilizada como barandal a cada lado del tablero, esta tiene una altura de 1 m, diámetro del alambre de 3.20 mm y su peso es de 2.68 kg/m.

$$2 \times 2.68 = 5.36 \text{ kg/m}$$

- **Peso de péndolas**

Las péndolas transfieren una fracción de la carga de los cables de piso a los cables de barandal, además sirven para la colocación de la malla que se usa como barandal, la distancia entre péndolas es de 2 m y se utiliza cable de ϕ 3/8" con peso de 0.36 kg/m.

Longitud de péndola, 2 m

Cantidad de péndolas, 38 unidades

$$2 \times 38 \times 0.36 / 36 = 0.76 \text{ kg/m}$$

Carga muerta uniformemente distribuida:

$$WC_m = (60.96 + 13.31 + 47.38 + 5.36 + 0.76)$$

$$WC_m = 127.77 \text{ kg/m}$$

- **Carga viva**

$$WC_v = C_v \times A_u$$

Donde:

$$C_v = 415 \text{ kg/m}^2$$

$$A_u = 2 \text{ m}$$

$$WC_v = 415 \times 2 = 830 \text{ kg/m}$$

- **Carga de viento**

“La carga de viento es aplicada horizontalmente en ángulo recto a la longitud del puente” según Bang (2009, p. 33); este tipo de carga toma en cuenta la altura (H) de la superestructura.

Los parámetros que se toman en cuenta para determinar la presión del viento (P_v) son de acuerdo a Callen (2012, p. 35).

Si $H < 9$ m; entonces $P_v = 100 \text{ kg/m}^2$

Si $H \geq 9$ m; entonces $P_v = 150 \text{ kg/m}^2$

La altura promedio desde el suelo hasta la superestructura es de 6 m, por lo que se adopta la primera carga por encontrarse dentro del rango menor a 9 m.

$$P_v = 100 \text{ kg/m}^2$$

Carga de viento uniformemente distribuida (altura del barandal es 1m)

$$WP_v = 100 \times 1$$

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

- **Combinaciones de carga**

Las combinaciones de carga involucran la carga muerta, viva y de viento según (AASHTO, 1,997) (Bang, 2009, p. 34)

Grupo I $(WC_m + WC_v)$, combinación de carga con factor de reducción = 1

Grupo II $(WC_m + WP_v) / 1.25$, combinación de carga con factor de reducción = 1.25

Grupo III $(WC_m + WC_v + 0.3WP_v) / 1.25$, combinación de carga con factor de reducción = 1.25

Grupo I $(127.77 + 830) = 957.77 \text{ kg/m}$

Grupo II $(127.77 + 100) / 1.25 = 182.22 \text{ kg/m}$

Grupo III $(127.77 + 830 + 0.3 \times 100) / 1.25 = 790.22 \text{ kg/m}$

Se toma el mayor de los tres grupos de combinaciones de carga, por lo tanto la carga para el diseño de cables (W_c) es

$$W_c = 957.77 \text{ kg/m}$$

2.7.2.1. Tensión del cable

El cable tiene apoyos al mismo nivel y está sometido a una carga uniformemente distribuida en proyección horizontal; La tensión máxima en el cable se presenta en los apoyos (Zegarra, 2007, p. 22).

$$T_c = \frac{W_c l^2}{8 f'} \sqrt{1 + \frac{16 f'^2}{l^2}}$$

Donde:

$W_c = 957.77 \text{ kg/m}$, carga de diseño del cable

$l = 36.60 \text{ m}$, distancia entre apoyos

$f' = 0.915 \text{ m}$, flecha correspondiente al 2.5 % de la longitud

$$T_c = \frac{957.77 \times 36.60^2}{8 \times 0.915} \sqrt{1 + \frac{16 \times 0.915^2}{36.60^2}}$$

$$T_c = 176,146.09 \text{ kg}$$

$$T_c = 176,146.09 / 1000$$

$$T_c = 176.15 \text{ T}$$

El factor de seguridad (FS) a utilizar es de 3; la carga total se divide en los 5 cables, 3 cables de piso y 2 cables de barandal.

$$FS = 3$$

Tensión que debe soportar cada cable (T_u):

$$T_u = 176.15 \times 3 / 5$$

$$T_u = 105.69 \text{ T}$$

La resistencia mínima de ruptura del cable ϕ 1 5/8" (41.28 mm) clase B, es de 106 T, según las propiedades mostradas en el anexo B, se determina que 5 cables son suficientes para soportar la superestructura, dos para el barandal y tres en el piso.

2.7.3. Diseño de péndolas

En el inciso anterior se consideró la utilización de cables de ϕ 3/8" colocados a una distancia de 2 m, uno a cada lado del tablero; cada péndola debe soportar la carga distribuida en 2 m. cada cable de barandal soporta una quinta parte de la carga total del tablero.

Carga que soporta cada péndola:

$$P = (W_c / 5) \times l$$

Donde:

$W_c = 957.77 / 5 = 191.55 \text{ kg/m}$, carga que soporta cada cable de barandal

$l = 2 \text{ m}$, distancia entre péndolas

$$P = 191.55 \times 2$$

$$P = 383.10 \text{ kg}$$

Carga última (P_u) que debe resistir cada péndola, utilizando un factor de seguridad $FS = 3$.

$$P_u = 383.10 \times 3$$

$$P_u = 1,149.30 \text{ kg}$$

$$P_u = 1,149.30 / 1000$$

$$P_u = 1.15 \text{ T}$$

La resistencia mínima de ruptura del cable $\phi 3/8"$ (9.53 mm) clase C, es de 5.4 T, de acuerdo a las propiedades que se muestran en el anexo B. Se determina que el cable propuesto es el adecuado.

2.7.4. Análisis y diseño del anclaje

El anclaje o muerto es el elemento que contrarresta las fuerzas ejercidas por los cables; el anclaje es un bloque de concreto ciclópeo que trabaja por su propio peso y por el empuje del suelo; es recomendable que la sección vertical del bloque sea la de mayor área, porque el empuje del suelo depende de manera directa de esta sección, por lo tanto se optimizan las dimensiones del anclaje usando el mínimo volumen de concreto. Se proponen las dimensiones y luego se realiza el chequeo correspondiente contra deslizamiento y levantamiento.

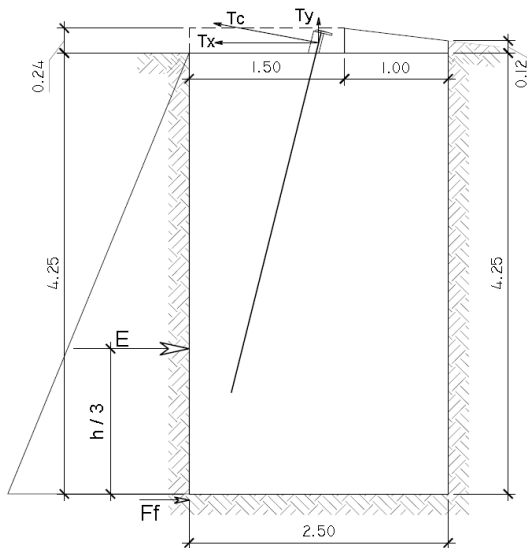
Dimensiones del anclaje:

$b = 2.50$ m, base

$h = 4.25$ m, altura

$l = 5.00$ m, largo

Figura 9. Sección del anclaje



Fuente: Elaboración propia.

El tipo de suelo donde se colocan los anclajes, por inspección visual se determina que es distinto al suelo de cimentación de los estribos. Para definir las características del suelo circundante al anclaje, se toman de referencia los parámetros según Nilson (2001), el suelo tiene baja permeabilidad y es una mezcla de arena con limo, ángulo de fricción interna de 31° y un coeficiente de fricción con el concreto de 0.50. El empuje del suelo sobre el bloque de concreto se calcula con la teoría de Rankine

$$E_p = 0.5 \times k_p \times \gamma_s \times h^2 \times l$$

Donde:

E_p = empuje pasivo del suelo (kg)

k_p = coeficiente de presión pasiva del suelo

$\gamma_s = 1,500 \text{ kg/m}^3$, peso específico del suelo

$h = 4.25 \text{ m}$, altura del suelo que ejerce presión

$l = 5 \text{ m}$, lado largo del anclaje

$$k_p = \frac{1 + \text{seno } \theta}{1 - \text{seno } \theta}$$

Donde:

$\theta = 31^\circ$, ángulo de fricción interna del suelo

$$k_p = \frac{1 + \text{seno}31^\circ}{1 - \text{seno}31^\circ} = 3.12$$

Empuje del suelo:

$$E_p = 0.5 \times 3.12 \times 1,500 \times 4.25^2 \times 5.00$$

$$E_p = 211,331.25 \text{ kg}$$

Peso del anclaje:

$$\text{Vol} \times \gamma_s$$

Volumen:

$$[(2.50 \times 4.25 \times 5) + (2 \times 1.50 \times 1.25 \times 0.24) + ((0.12 + 0.24) \times 1 \times 5 / 2)]$$

$$\text{Vol} = (53.12 + 0.90 + 0.90) = 54.92 \text{ m}^3$$

$$54.92 \times 2,400 = 131,808 \text{ kg}$$

Peso total:

$$P_t = 131,808 \text{ kg}$$

Fuerza de fricción (f):

$$f = \mu (P_t - T_y)$$

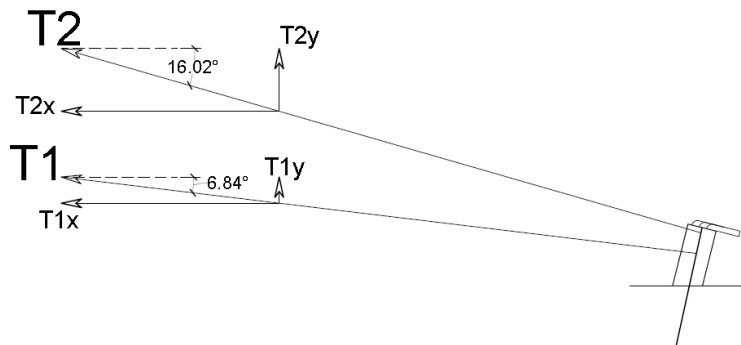
Donde:

$\mu = 0.5$, coeficiente de fricción entre el suelo y el concreto

$P_t = 131,808 \text{ kg}$, peso total del anclaje

T_y = tensión vertical producida por los cables de piso y de barandal
cuya resultante se describe a continuación.

Figura 10. Dirección de la tensión de los cables



Fuente: Elaboración propia.

Tensión de cables de piso (T1) y tensión de cables de barandal (T2)

$$T1 = Tc \times 3 / 5$$

$$T2 = Tc \times 2 / 5$$

Donde:

$Tc = 176,146.09$ kg, tensión total (3 cables de piso y 2 cables de barandal)

$$T1 = 176,146.09 \times 3 / 5$$

$$T1 = 105,687.65 \text{ kg}$$

$$T2 = 176,146.09 \times 2 / 5$$

$$T2 = 70,458.44 \text{ kg}$$

Tensión horizontal (Tx) y vertical (Ty), ángulos $\theta_1 = 6.84^\circ$ y $\theta_2 = 16.02^\circ$

$$T1x = 105,687.65 \times \cos 6.84^\circ = 104,935.43 \text{ kg}$$

$$T1y = 105,687.65 \times \sin 6.84^\circ = 12,587.10 \text{ kg}$$

$$T2x = 70,458.44 \times \cos 16.02^\circ = 67,722.22 \text{ kg}$$

$$T2y = 70,458.44 \times \sin 16.02^\circ = 19,444.62 \text{ kg}$$

$$Tx = T1x + T2x = 104,935.43 + 67,722.22$$

$$T_x = 172,657.65 \text{ kg}$$

$$T_y = T_{1y} + T_{2y} = 12,587.10 + 19,444.62$$

$$T_y = 32,031.72 \text{ kg}$$

La fuerza de fricción es:

$$f = \mu (P_t - T_y) = 0.5 (131,808 - 32,031.72)$$

$$f = 49,888.14 \text{ kg}$$

- **Chequeo por deslizamiento**

$$\frac{E_p + f}{T_x} > 1.50$$

Donde:

$$E_p = 211,331.25 \text{ kg}$$

$$f = 49,888.14 \text{ kg}$$

$$T_x = 172,657.65 \text{ kg}$$

$$\frac{211,331.25 + 49,888.14}{172,657.65} = 1.51 > 1.50$$

- **Chequeo por levantamiento**

$$\frac{P_t}{T_y} > 1.50$$

$$\frac{131,808}{32,031.72} = 4.12 > 1.50$$

Las dimensiones del anclaje cumplen con las condiciones requeridas, para contrarrestar las fuerzas producidas por los cables.

2.7.5. Diseño de tensores

2.7.5.1. Cable tensor

Tensores, son los cables que proveen estabilidad longitudinal al puente ante fuerzas de viento, contrarrestan el efecto de volteo provocado por fuerzas laterales; la carga de viento ya fue definida en el inciso 2.7.2. Además de la carga de viento se le adiciona al tensor la carga muerta de la superestructura.

Carga de viento uniformemente distribuida:

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

Carga muerta:

$$WC_m = 127.77 \text{ kg/m}$$

Se propone utilizar cable ϕ 9/16" (14.29 mm) con peso de 0.79 kg/m, la longitud del cable tensor es de 17.00 m de cada uno, se utilizan cuatro cables, 2 a cada lado.

Peso del cable:

$$17.00 \times 0.79 = 13.43 \text{ kg}$$

Carga que debe resistir cada cable:

$$P = ((100 + 127.77) \times 36 / 2) + 13.43$$

$$P = 4,113.29 \text{ kg}$$

Carga última (Pu) que debe resistir cada cable tensor, utilizando un factor de seguridad FS= 3.

$$Pu = 4,113.29 \times 3$$

$$Pu = 12,339.87 \text{ kg}$$

$$Pu = 12,339.87 / 1000$$

$$Pu = 12.34 \text{ T}$$

La resistencia mínima de ruptura del cable ϕ 9/16" (4.29 mm) clase B, es de 12.50 T, según las propiedades del cable que se muestra en el anexo B. Se determina que el cable propuesto es el adecuado.

Todos los cables deben tener un guardacabo en el extremo, el diámetro de este para el cable principal es de 4" que corresponde al diámetro del tubo del anclaje; para el atado del cable se utilizan abrazaderas o mordazas según diámetro del cable, la cantidad de abrazaderas a colocar, la longitud de cable a doblar y el torque que deben tener las abrazaderas, se toma como lo indica la tabla de propiedades de abrazaderas, para el atado de cables del anexo C; los detalles del atado de cables se muestra en los planos del apéndice C.

2.7.5.2. Diseño del anclaje del tensor

Es un bloque de concreto ciclópeo en el que se sujeta el cable tensor, se propone un bloque con volumen de 1.50 metros cúbicos y se realiza el chequeo contra deslizamiento

y levantamiento. Las características del suelo circundante se toman las mismas que se utilizaron en el inciso anterior.

Dimensiones:

$b = 1$ m, ancho

$l = 1$ m, largo

$h = 1.50$ m, altura

El empuje del suelo sobre el bloque de concreto se calcula con la teoría de Rankine.

$$E_p = 0.5 \times k_p \times \gamma_s \times h^2 \times l$$

Donde:

E_p = empuje del suelo (kg)

$k_p = 3.12$, coeficiente de presión pasiva del suelo

$\gamma_s = 1,500$ kg/m³, peso específico del suelo

$h = 1.50$ m, altura del suelo que ejerce presión

$l = 1.00$ m, lado largo del anclaje

Empuje del suelo:

$$E_p = 0.5 \times 3.12 \times 1,500 \times 1.50^2 \times 1.00$$

$$E_p = 5,265 \text{ kg}$$

Peso del anclaje (Pt):

$$Pt = (1.00 \times 1.00 \times 1.50) \times 2,400$$

$$Pt = 3,600 \text{ kg}$$

Fuerza de fricción (f):

$$f = \mu (Pt - Ty)$$

Donde:

$\mu = 0.5$, coeficiente de fricción entre el suelo y el concreto

Pt = 3,600 kg, peso del anclaje

Ty = tensión vertical producida por el cable tensor.

Las tensiones horizontal (Tx) y vertical (Ty), se definen como $P \cos \theta_i$ y $P \sin \theta_i$ respectivamente, donde el ángulo de inclinación del cable es $\theta_i = 2.77^\circ$, la tensión del cable es $P = 4,113.29 \text{ kg}$.

$$Tx = 4,113.29 \times \cos 2.77^\circ = 4,108.48 \text{ kg}$$

$$Ty = 4,113.29 \times \sin 2.77^\circ = 198.78 \text{ kg}$$

Fuerza de fricción:

$$f = \mu (Pt - Ty) = 0.5 (3,600 - 198.78)$$

$$f = 1,700.61 \text{ kg}$$

- **Chequeo por deslizamiento**

$$\frac{E_p + f}{Tx} > 1.5$$

Donde:

$$E_p = 5,265 \text{ kg}$$

$$f = 1,700.61 \text{ kg}$$

$$T_x = 4,108.48 \text{ kg}$$

$$\frac{5,265 + 1,700.61}{4,108.48 \text{ kg}} = 1.70 > 1.50$$

- **Chequeo por levantamiento**

$$\frac{P_t}{T_y} > 1.50$$

$$\frac{3,600}{198.78} = 18.11 > 1.50$$

Las dimensiones del anclaje cumplen con las condiciones requeridas para contrarrestar las fuerzas producidas por la tensión del cable.

2.7.6. Diseño de torres

Estos elementos estructurales soportan los cables de barandal del puente y están apoyados sobre un cimiento de concreto ciclópeo. Se diseña como columna corta de concreto reforzado, cargada concéntricamente.

$$\text{Sección} = 0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}$$

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

La carga axial (P), es la carga vertical ocasionada por la tensión del cable de barandal. Para factorizar la carga, se calcula la cantidad de carga muerta y viva como porcentaje de la carga total, se calcularon en el inciso 2.7.2.

WCm = 127.77 kg/m, carga muerta distribuida

WCv = 830 kg/m, carga viva distribuida

Porcentaje de carga muerta y carga viva de la carga total:

$$\% Cm = \frac{127.77}{127.77 + 830} = 0.13$$

$$\% Cv = 1 - 0.13 = 0.87$$

La carga muerta y viva en la tensión vertical del cable de barandal se divide en las dos torres.

Carga muerta:

$$Cm = (\% Cm \times T2y) / 2$$

Donde:

Cm = carga muerta (kg)

% Cm = 0.13, porcentaje de carga muerta

T2y = 19,444.62 kg, tensión vertical del cable de barandal, inciso 2.7.4

$$Cm = (0.13 \times 19,444.62) / 2$$

$$Cm = 1,263.90 \text{ kg}$$

Carga viva:

$$\begin{aligned}C_v &= (\% C_v \times T2y) / 2 \\C_v &= (0.87 \times 19,444.62) / 2 \\C_v &= 8,458.41 \text{ kg}\end{aligned}$$

Peso propio de la columna:

$$0.30 \times 0.30 \times 1.20 \times 2,400 = 259.20 \text{ kg}$$

Carga total:

$$\begin{aligned}P_t &= (C_m + \text{peso propio}) + C_v \\P_t &= (1,263.90 + 259.20) + (8,458.41) \\P_t &= 1,523.10 + 8,458.41 \\P_t &= 9,981.51 \text{ kg}\end{aligned}$$

Carga última:

$$\begin{aligned}P_u &= 1.4 (1,523.10) + 1.7 (8,458.41) \\P_u &= 16,511.64 \text{ kg}\end{aligned}$$

La capacidad de carga de la columna se determina de acuerdo a las indicaciones del ACI 10.3.6.2, se hace uso de esta expresión considerando que la carga puntual es concéntrica y no genera ningún momento flector.

$$\phi P_{n(max)} = 0.80 \phi [0.85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Donde:

$\phi P_{n(max)}$ = resistencia axial de diseño

$\phi = 0.70$, factor de reducción de resistencia para columnas con estribos
(Nilson, 2001, p. 243)

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

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

$A_g = 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2$, área transversal de la columna

A_{st} = área del refuerzo de acero

Se utiliza el 1% del área transversal de la columna para refuerzo longitudinal.

$$900 \times 0.01 = 9 \text{ cm}^2$$

Usando 4 No. 6 (11.40 cm²)

$$\phi P_{n(max)} = 0.80 \times 0.70 [0.85 \times 210(900 - 11.40) + 2,810 \times 11.40]$$

$$\phi P_{n(max)} = 106,763.50 \text{ kg}$$

La carga axial que resiste la columna es mucho mayor que la carga actuante.

- **Diseño de los estribos (utilizando barras No. 3)**

“El espaciamiento vertical de los estribos debe ser menor de 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de barra de los estribos, o la menor dimensión del elemento sometido a compresión” (ACI 318S, 2008, p. 102).

$$16 \times (6 / 8) \times 2.54 = 30.48 \text{ cm}$$

$$48 \times (3 / 8) \times 2.54 = 45.72 \text{ cm}$$

Lado menor = 30 cm

Utilizar estribos No. 3 @ 30 cm.

2.8. Diseño de la subestructura

2.8.1. Diseño de estribo E-1

Estribo es la estructura que transmite las cargas verticales de la superestructura al suelo, además funciona como muro de contención por el relleno circundante de los aproches.

El estribo es un muro de gravedad con sección variable de concreto ciclópeo, la piedra bola se obtendrá en la ribera del río, la cual deberá ser escogida según especificaciones. Para el análisis y diseño del muro se verifica el volteo, deslizamiento y asentamiento también conocido como falla por capacidad de carga.

Materiales del muro:

$$f'c = 176 \text{ kg/cm}^2 (2,500 \text{ PSI})$$

$$\gamma_c = 2,400 \text{ kg/m}^3$$

Suelo de relleno:

$$\gamma_s = 1,500 \text{ kg/m}^3$$

$$\theta = 31^\circ$$

Suelo de cimentación:

$$\gamma_s = 1,500 \text{ kg/m}^3$$

$$\theta = 39^\circ$$

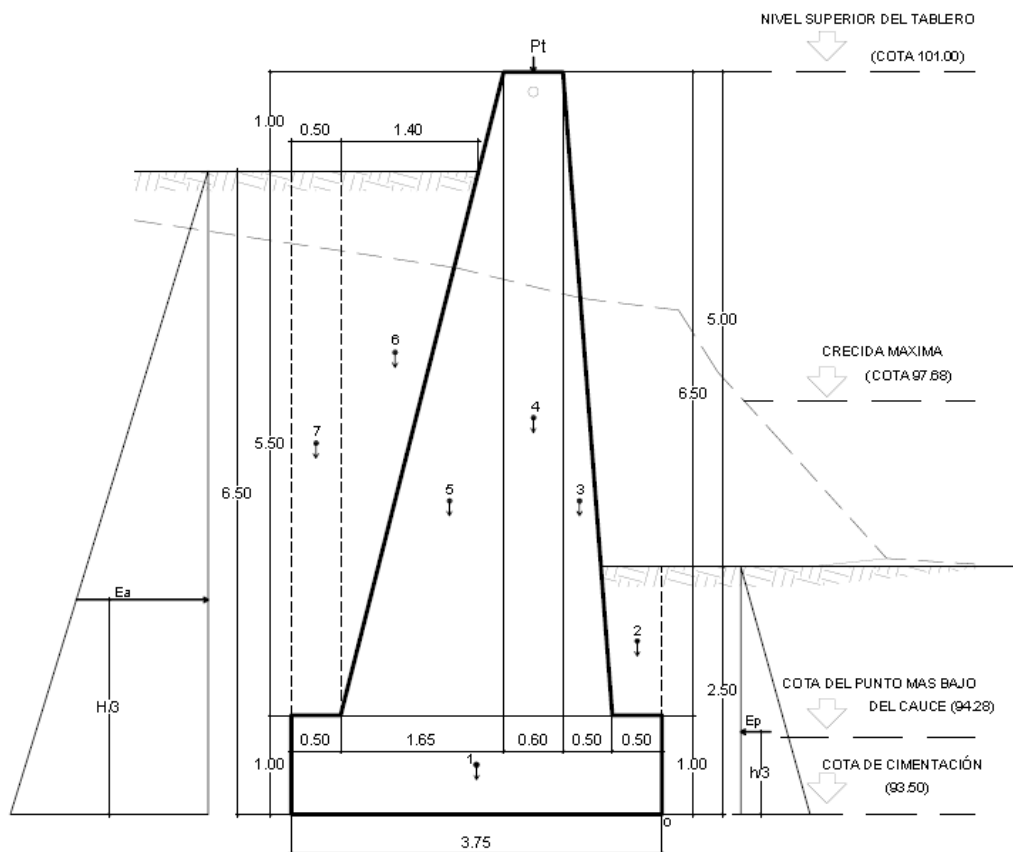
$h = 2.50 \text{ m}$, profundidad de la cimentación

$V_s = 80 \text{ T/m}^2$, valor soporte del suelo

Condición de sitio:

Drenar agua de lluvia

Figura 11. Geometría y diagrama de presiones en el estribo



Fuente: Elaboración propia.

El momento actuante y resistente se calcula con respecto al punto O, que es la punta del muro; el peso de la superestructura y de las torres se toman como cargas puntuales actuando en el centro de la corona del muro.

$T_y = 32,031.72$ kg, carga correspondiente a la tensión vertical de los cables principales (inciso 2.7.4).

Peso propio de las torres (inciso 2.7.6):

$$2 \times 259.20 = 518.40 \text{ kg}$$

Carga total:

$$P_t = 32,031.72 + 518.40 = 32,550.12 \text{ kg}$$

Tabla VI. **Peso y momento estabilizador producido por el muro**

Unidad	Vol (m ³)	γ (kg/m ³)	P (kg)	Brazo (m)	M (kg . m)
1	9.75	2,400	23,400.00	1.88	43,875.00
2	1.95	1,500	2,925.00	0.25	731.25
3	4.23	2,400	10,140.00	0.58	5,881.20
4	10.14	2,400	24,336.00	1.30	31,636.80
5	13.94	2,400	33,462.00	2.15	71,943.30
6	10.01	1,500	15,015.00	2.78	41,741.70
7	7.15	1,500	10,725.00	3.50	37,537.50
Pt	--	--	32,550.12	1.30	42,315.16
Wm			152,553.12	Mm	275,661.91

Fuente: Elaboración propia.

El empuje activo y pasivo se obtiene usando la teoría de Rankine, se calcula el empuje para todo el ancho del muro.

$$E_a = 0.5 \times k_a \times \gamma_s \times H^2 \times l$$

Donde:

E_a = empuje activo del suelo (kg)

k_a = coeficiente activo de presión del suelo

$\gamma_s = 1500 \text{ kg/m}^3$, peso específico del suelo

$H = 6.50 \text{ m}$, altura del relleno

$l = 2.60 \text{ m}$, longitud del muro

$$k_a = \frac{1 - \text{seno } \theta}{1 + \text{seno } \theta}$$

Donde:

$\theta = 31^\circ$

$$k_a = \frac{1 - \text{seno}31^\circ}{1 + \text{seno}31^\circ} = 0.32$$

Empuje activo:

$$E_a = 0.5 \times 0.32 \times 1,500 \times 6.50^2 \times 2.60$$

$$E_a = 26,364 \text{ kg}$$

Empuje pasivo:

$$E_p = 0.5 \times k_p \times \gamma_s \times h^2 \times l$$

$$k_p = \frac{1}{k_a} = \frac{1}{0.32}$$

$$k_p = 3.12$$

$h = 2.50$ m, profundidad de la cimentación

$$E_p = 0.5 \times 3.12 \times 1,500 \times 2.50^2 \times 2.60$$

$$E_p = 38,025 \text{ kg}$$

Momento actuante (M_A):

$$M_A = \frac{H}{3} E_a$$

$$M_A = \frac{6.50}{3} \times 26,364$$

$$M_A = 57,122 \text{ kg-m}$$

Momento resistente (M_R):

$$M_R = \frac{h}{3} E_p + M_m$$

$$M_R = \frac{2.50}{3} \times 38,025 + 275,661.91$$

$$M_R = 307,349.41 \text{ kg-m}$$

- **Revisión por volteo**

El vuelco del muro es producido por la fuerza horizontal del empuje activo del suelo y es contrarrestado por el empuje pasivo y por el momento producido por el peso propio del muro. El factor de seguridad de estabilidad contra volteo se toma como 1.50.

$$\frac{M_R}{M_A} \geq 1.5$$

$$\frac{307,349.41}{57,122} = 5.38 \geq 1.5$$

- **Revisión por deslizamiento**

El empuje pasivo y la fuerza de fricción contrarrestan el empuje por deslizamiento, constituyendo de esta manera la fuerza resistente.

$$F_R = E_p + f$$

$$f = \mu W_m$$

Donde:

$E_p = 38,025$ kg, empuje pasivo

f = fuerza de fricción

$\mu = 0.5$, coeficiente de rozamiento entre suelo y concreto

$W_m = 152,553.12$ kg, peso total que el muro transfiere al suelo

$$f = 0.50 \times 152,553.12 = 76,276.56 \text{ kg}$$

$$F_R = 38,025 + 76,276.56$$

$$F_R = 114,301.56 \text{ kg}$$

La fuerza actuante está compuesta por el empuje activo del suelo

$$F_A = E_a$$

$$F_A = 26,364 \text{ kg}$$

Se utiliza un factor de seguridad de 1.50 de estabilidad contra deslizamiento.

$$\frac{F_R}{F_A} \geq 1.5$$

$$\frac{114,301.56}{26,364} = 4.34 \geq 1.5$$

- **Revisión de la falla por capacidad de carga**

La carga total transferida al suelo debe ser menor que el valor soporte del suelo, las presiones máximas y mínimas ocurren en los extremos de la sección en contacto con el suelo.

Excentricidad de la fuerza resultante (e):

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_A}{Wm}$$

$$B = 3.75 \text{ m}$$

$$e = \frac{3.75}{2} - \frac{307,349.41 - 57,122}{152,553.12}$$

$$e = 0.24 \text{ m}$$

$$B / 6 = 3.75 / 6 = 0.62$$

$$e < B / 6$$

No existe ningún esfuerzo de tensión del suelo en el extremo de la sección del talón del muro. A continuación se calcula la carga máxima y mínima que actúan sobre la superficie del suelo.

$$q_{\max, \min} = \frac{Wm}{B l} \left(1 \pm \frac{6 e}{B} \right)$$

$$l = 2.60 \text{ m}$$

$$q_{\max, \min} = \frac{152,553.12}{3.75 \times 2.60} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.24}{3.75} \right)$$

$$q_{\max} = 21,654.72 \text{ kg}$$

$$q_{\min} = 9,638.23 \text{ kg}$$

La carga máxima, es menor que el valor soporte del suelo y la mínima es mayor que cero, se establece que estructuralmente el muro funciona de manera adecuada.

2.8.2. Diseño de estribo E-2

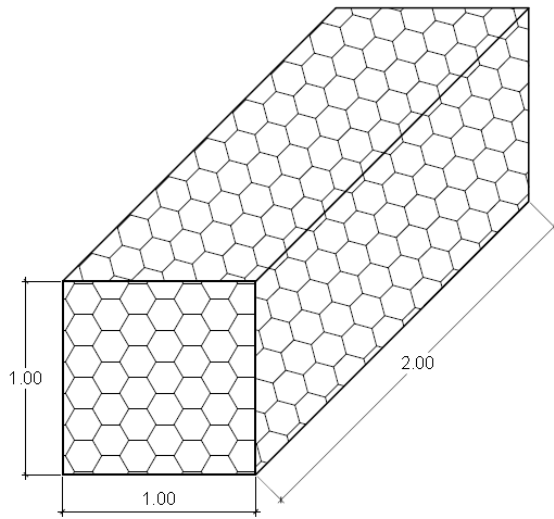
Por la topografía del terreno, este se ubica a diferente altura de cimentación del estribo E-1, por las características del suelo con alta capacidad de carga, se diseña con dimensiones más pequeñas que el anterior, el detalle se encuentra en los planos del apéndice C.

El relleno de los aproches debe ser debidamente compactado en capas de suelo no mayores a 0.30 m; el drenaje del agua de lluvia se consigue a través de la pendiente del suelo de los aproches, esta pendiente mínima de 3% permite alejar el agua de los estribos y de esta manera evitar la licuefacción del suelo.

2.8.3. Diseño de muro de gravedad de piedra

Es el muro conformado por piedra de canto rodado de regular tamaño de 4" a 5" y malla galvanizada que le da la forma, este tipo de muro es conocido como gavión; servirá para contener el terraplén de la rampa de acceso al puente; el análisis de este tipo de muro es el mismo que para un muro de gravedad de concreto.

Figura 12. Geometría del gavión



Fuente: Elaboración propia.

Dimensiones de cada caja de gavión:

$b = 1$ m, ancho

$h = 1$ m, altura

$l = 2$ m, largo

Materiales del muro:

Alambre y malla galvanizada para formar las cajas rectangulares “gaviones”. Piedra bola de río con tamaño 4” a 5” y peso específico de $2,600 \text{ kg/m}^3$, utilizando únicamente el 75%, de este valor por el volumen de vacíos que existe entre las piedras, el muro tendrá un ángulo de inclinación de 6° para lograr mayor eficiencia. La longitud será de 4 m; se realiza el cálculo para un metro de longitud.

Suelo de relleno:

$$\gamma_s = 1,500 \text{ kg/m}^3$$

$$\theta = 31^\circ$$

Suelo de cimentación:

$$\gamma_s = 1,500 \text{ kg/m}^3$$

$$\theta = 31^\circ$$

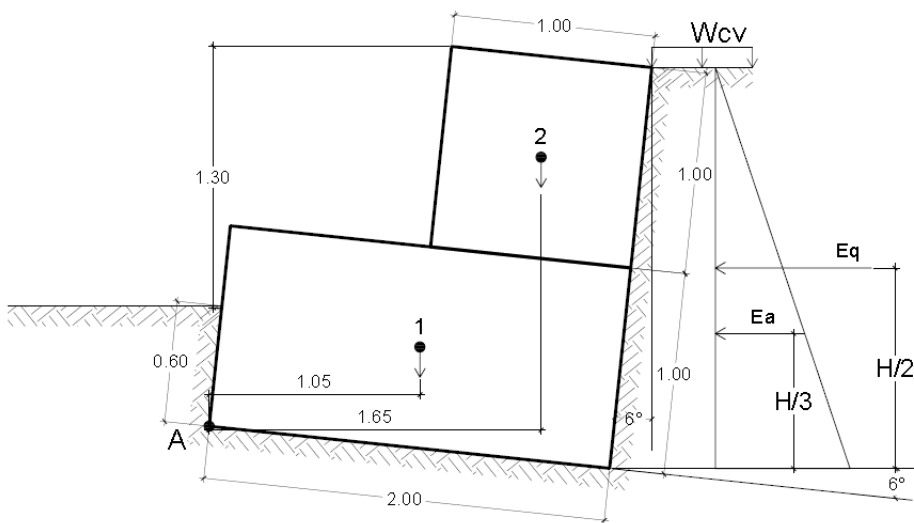
$h = 0.60 \text{ m}$, profundidad del muro en el suelo

$V_s = 35 \text{ T/m}^2$, Valor soporte del suelo

Condición de sitio:

$$W_{cv} = (1.7 \times 415) = 705.50 \text{ kg/m}^2, \text{ Carga viva sobre el suelo de relleno}$$

Figura 13. Muro de gaviones



Fuente: Elaboración propia.

Tabla VII. **Peso y momento estabilizador producido por gaviones**

Unidad	Vol (m ³)	γ (kg/m ³)	P (kg)	Brazo (m)	M (kg . m)
1	2.00	1,950	3,900.00	1.05	4,095.00
2	1.00	1,950	1,950.00	1.65	3,217.50
W _m			5,850.00	M _m	7,312.50

Fuente: Elaboración propia.

Empuje activo del suelo:

$$k_a = \frac{1 - \text{seno}\theta}{1 + \text{seno}\theta}$$

Donde:

k_a = coeficiente activo de presión del suelo

$\theta = 31^\circ$

$$k_a = \frac{1 - \text{seno}31^\circ}{1 + \text{seno}31^\circ} = 0.32$$

Empuje activo (E_a):

$$E_a = 0.5 \times k_a \times \gamma_s \times H^2 \times l$$

Donde:

$k_a = 0.32$

$\gamma_s = 1,500 \text{ kg/m}^3$, peso específico del suelo

$H = 2 \text{ m}$, altura del muro

$l = 1 \text{ m}$, longitud del muro

$$E_a = 0.5 \times 0.32 \times 1,500 \times 2^2 \times 1$$

$$E_a = 960 \text{ kg}$$

Empuje producido por la carga viva sobre el relleno (E_q)

$$E_q = k_a \times W_{cv} \times H \times l$$

$W_{cv} = 705.50 \text{ kg/m}^2$

$$E_q = 0.32 \times 705.50 \times 2 \times 1$$

$$E_q = 451.52 \text{ kg}$$

Momento actuante (M_A):

$$M_A = \frac{H}{3} E_a + \frac{H}{2} E_q$$
$$M_A = \frac{2}{3} \times 960 + \frac{2}{2} \times 451.52$$
$$M_A = 1,091.52 \text{ kg}$$

Momento resistente (M_R):

$$M_R = M_m$$
$$M_R = 7,312.50$$

- **Revisión por volteo**

El factor de seguridad de estabilidad contra volteo se toma como 1.50.

$$\frac{M_R}{M_A} \geq 1.5$$
$$\frac{7,312.50}{1,091.52} = 6.70 \geq 1.5$$

- **Revisión por deslizamiento**

La resistencia al deslizamiento, la proporciona la fricción existente entre suelo y muro, además de la fuerza paralela a la superficie de asiento del muro, producto del ángulo de inclinación ($\theta_i = 6^\circ$) que este posee.

f = fuerza de fricción

$$f = \mu W_y$$

Donde:

$\mu = 0.7$, coeficiente de rozamiento entre suelo y muro

W_y = componente normal generada por el peso del muro.

$$W_y = W_m \times \cos \theta_i$$

$$W_y = 5,850 \times \cos 6^\circ$$

$$W_y = 5,817.95 \text{ kg}$$

$$f = 0.7 \times 5,817.95$$

$$f = 4,072.56 \text{ kg}$$

Componente tangencial respecto a la base:

$$F_t = W_m \times \text{seno } \theta_i$$

$$F_t = 5,850 \times \text{Seno } 6^\circ$$

$$F_t = 611.50 \text{ kg}$$

Fuerza resistente al deslizamiento:

$$F_R = (f + F_t) \cos \theta_i$$

$$F_R = (4,072.56 + 611.50) \cos 6^\circ$$

$$F_R = 4,658.40 \text{ kg}$$

La fuerza actuante está compuesta por el empuje activo del suelo y por la fuerza horizontal provocada por la carga viva:

$$F_A = E_a + E_q$$

$$F_A = (960 + 451.52)$$

$$F_A = 1,411.52 \text{ kg}$$

Se utiliza un factor de seguridad de 1.50 de estabilidad contra deslizamiento:

$$\frac{F_R}{F_A} \geq 1.5$$

$$\frac{4,658.40}{1,411.52} = 3.30 \geq 1.5$$

- **Revisión de la falla por capacidad de carga**

La carga total transferida al suelo debe ser menor que el valor soporte del suelo, las presiones máximas y mínimas ocurren en los extremos de la sección en contacto con el suelo.

Excentricidad de la fuerza resultante (e)

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_A}{W_y}$$

B = 2 m

$$e = \frac{2}{2} - \frac{7,312.50 - 1,091.52}{5,817.95}$$

$$|e| = 0.07 \text{ m}$$

$$B / 6 = 2 / 6 = 0.33$$

$$e < B/6$$

No existe ningún esfuerzo de tensión del suelo, todo el terreno de cimentación es reactivo. A continuación se calcula la carga máxima y mínima actuante sobre la superficie del terreno.

$$q_{\text{max, mín}} = \frac{W_y}{B l} \left(1 \pm \frac{6 e}{B} \right)$$

$$l = 1 \text{ m}$$

$$q_{\max, \min} = \frac{5,817.95}{2 \times 1} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.07}{2}\right)$$

$$q_{\max} = 3,519.86 \text{ kg}$$

$$q_{\min} = 2,298.09 \text{ kg}$$

La carga máxima es menor que el valor soporte del suelo y la mínima es mayor que cero, se establece que estructuralmente el muro funciona de manera adecuada.

2.9. Mantenimiento de puente

Cuando una obra se construye es necesario que después de su ejecución se proporcione mantenimiento, para que esta se mantenga en buen estado.

Para determinar el estado y funcionamiento de las distintas obras, debe realizarse una inspección cuidadosa de cada uno de los elementos que las integran, de esta manera se determina la presencia de defectos, debidos al deterioro normal o por cualquier otra causa.

Para que el mantenimiento se dé oportunamente deben realizarse inspecciones periódicas pudiendo ser dos veces cada año, además cuando así sea requerido se deben realizar inspecciones especiales, estas inspecciones pueden ser luego de grandes crecidas, sismos o cualquier tipo de evento que ocurra y tienda a poner en peligro el buen funcionamiento estructural del puente.

2.10. Análisis financiero

Con el objetivo de determinar si es o no conveniente realizar la inversión en un proyecto es necesaria la evaluación económica, consiste en analizar la factibilidad del proyecto. Para demostrar que la inversión propuesta es económicamente rentable, se utiliza algún método de análisis que permita probar la rentabilidad económica del proyecto.

En estos métodos se definen criterios de decisión que de acuerdo a su resultado se decide aceptar o rechazar un proyecto.

2.10.1. Valor actual neto (VAN) o valor presente neto

Sapag (2011)

El valor actual neto es un indicador de la rentabilidad de un proyecto, que señala cuánto se ganaría al hacerlo por sobre la rentabilidad que se le exige al proyecto y después de recuperada la inversión.

El valor actual neto es el método más conocido, mejor y más generalmente aceptado por los evaluadores de proyectos. Mide el excedente resultante después de obtener la rentabilidad deseada o exigida y después de recuperar toda la inversión. Para ello, calcula el valor actual de todos los flujos futuros de caja, proyectados a partir del primer período de operación, y le resta la inversión total expresada en el momento 0.

Si el resultado es mayor que 0, mostrará cuánto se gana con el proyecto, después de recuperar la inversión, por sobre la tasa de retorno que se exigía al proyecto; si el resultado es igual a 0, indica que

el proyecto reporta exactamente la tasa que se quería obtener después de recuperar el capital invertido; y si el resultado es negativo, muestra el monto que falta para ganar la tasa que se deseaba obtener después de recuperada la inversión (pp. 27-300).

$$VAN = \sum_{T=1}^N \frac{FE_t}{(1+k)^{T'}} - I_0$$

Donde:

FE_t = flujos de entrada de efectivo (ingresos menos egresos del proyecto)

k = tasa de descuento equivalente al costo de capital

T' = período de inversión (vida útil del proyecto)

I_0 = inversión inicial

Para este proyecto no se tiene ningún ingreso luego de ejecutado el mismo, por lo tanto el valor presente neto será negativo y el puente colgante peatonal no es económicamente rentable, sin embargo el objetivo es proporcionar desarrollo a la comunidad sin interés lucrativo.

2.10.2. Tasa interna de rendimiento o de retorno (TIR)

Es una de las técnicas más usadas de elaboración de presupuesto de capital. La –TIR- es la tasa de descuento que hace igual a cero el valor actual neto. Evalúa el proyecto en función de una única tasa de rendimiento por período en la que la totalidad de los beneficios son exactamente iguales a los desembolsos, constituye un criterio de evaluación que mide la rentabilidad como porcentaje.

2.11. Evaluación socioeconómica

(SEGEPLAN, 2013)

Este tipo de evaluación se efectúa en proyectos sociales, consiste en realizar una comparación entre los recursos que se espera puedan ser utilizados y los resultados esperados del mismo, con el propósito de determinar si dicho proyecto se adecua a los fines u objetivos perseguidos y de esta manera, permita mejorar la asignación de recursos por parte de la sociedad.

A diferencia de la evaluación financiera que opera sobre la base de los precios de mercado, la evaluación socio-económica se sustentará en el uso de precios sociales, que son los que representan el verdadero costo de oportunidad de los bienes para la sociedad (los cuales deben ser establecidos por el ente planificador).

Análisis Costo/Eficiencia

En los casos en que no es posible expresar los beneficios de un proyecto en términos monetarios, o bien el esfuerzo es demasiado grande para justificarse, se aplican los métodos de costo- eficiencia. El objetivo de estos es determinar que alternativa de proyecto logra los objetivos deseados al mínimo costo, (es decir más eficientemente). El término eficiencia se refiere a la forma como se logran ciertos resultados dentro de un proceso con los insumos utilizados en el mismo. En un proyecto social, la eficiencia se puede medir en términos físicos y monetarios (p. 55).

Inversión inicial = Q 468,727.00

Cantidad de usuarios = 392 habitantes

$$\text{Costo/eficiencia} = 468,727.00 / 392$$
$$\text{Costo/eficiencia} = \text{Q } 1,195.73 \text{ por cada habitante}$$

El análisis costo-eficiencia muestra la cantidad de efectivo que debe invertirse por habitante en el período actual, durante la vida útil del proyecto se incrementara la población beneficiada.

2.12. Evaluación de impacto ambiental

Al realizar un proyecto es necesario hacer una evaluación del impacto que pueda causar cada una de las fases o actividades que conlleva ejecutar el proyecto o cuando este se encuentre en uso.

(SEGEPLAN, 2013)

La conservación del medio ambiente y el uso racional de los recursos naturales renovables debe de considerarse dentro del proyecto, así como los efectos negativos y positivos que se podrían generar y las medidas de mitigación a implementarse según sea los efectos del proyecto (p. 54).

En las distintas actividades durante la construcción u operación del proyecto es necesario identificar los riesgos a la salud humana o al ambiente natural y establecer las medidas de mitigación factibles para el control de los efectos producidos.

En la tabla VIII se presenta los medios receptores de impacto como también la medida de mitigación aplicable.

Tabla VIII. Evaluación de impacto ambiental, puente colgante peatonal

Medio receptor	Impacto	Medida de mitigación
Hídrico	Alteración temporal del flujo natural en la fuente, contaminación del afluente natural por el uso de insumos durante la construcción.	Utilizar los mecanismos de construcción adecuados para reducir el contacto del agua con insumos contaminantes. Evitar lavar equipos y herramientas cerca de los afluentes naturales de agua.
Suelo	Durante la etapa de construcción (ejecución de las obras), se produce una reducción de la capa vegetal. Al realizarse el movimiento de tierra (excavaciones y rellenos), puede producirse erosión.	Compactar el suelo al realizar los rellenos para prevenir la erosión. Siembra de césped o algún tipo de vegetación adecuada en los taludes o en el área donde se haya realizado movimiento de tierra.
Flora y fauna	Pérdida temporal y permanente de la vegetación.	Siembra de árboles o arbustos en el área de influencia.

Continuación tabla VIII

Socioeconómico	El proyecto proporcionara un medio seguro de tránsito para los usuarios, además durante la construcción se generará oportunidad de empleo.	Participación en el programa de contratación de mano de obra local.
----------------	--	---

Fuente: Elaboración propia.

2.13. Especificaciones técnicas

A continuación se presentas las especificaciones técnicas para el proyecto del puente colgante peatonal.

- **Limpia, chapeo y destronque**

Consiste en el chapeo, destronque y eliminación de toda clase de vegetación y desechos que se encuentran en el área de construcción. El área donde se deba cubrir con terraplén, se debe desraizar a una profundidad mínima de 60 cm en las áreas donde existan troncos.

- **Excavación y terraplenes**

La excavación no clasificada es la operación de cortar y remover cualquier clase de material, para incorporarlo en la construcción de terraplenes. El terraplén o relleno, es la estructura que se construye con suelo obtenido de las excavaciones y se coloca en capas sucesivas hasta la elevación indicada en los planos. Los terraplenes deben ser contruidos en capas sucesivas, el espesor de la capa a compactar, debe ser mayor a 10 cm y menor de 30 cm.

- **Gaviones**

Los gaviones son tipo caja, rectangulares de dimensiones 1 m x 1m x 2m; las canastas de las cajas deben ser de malla hexagonal, de alambre galvanizado. El llenado de las canastas se debe hacer con piedra de canto rodado, de buena calidad, resistente a la intemperie y razonablemente libre de material orgánico. El tamaño de la piedra puede ser de 4" a 5". El alambre para cosido y atirantado debe ser galvanizado reforzado de 2.20 mm de diámetro.

Se debe colocar geotextil sobre el rostro trasero de la estructura de los gaviones. Luego se puede colocar el relleno en el área detrás de los gaviones, utilizando material de buena calidad.

- **Concreto**

Es la mezcla y combinación de cemento hidráulico, agregados, agua y aditivos en las proporciones adecuadas. El cemento debe ser tipo portland ajustado a la norma AASHTO M 85, ASTM C 150 ó COGUANOR NG 41005, con resistencia de 3000 PSI, a 28 días.

El agregado fino debe ser arena de río, libre de cantidades dañinas de arcilla, desechos orgánicos y sales minerales que afecten la calidad del concreto. El agregado grueso está formado por el piedrín, debe estar libre de terrones de arcilla, polvo y otras materias nocivas, el tamaño de piedrín para cada obra debe ser la que se indica en los planos.

El agua que se utilice en el mezclado del concreto deberá ser limpia y estar libre de cantidades perjudiciales de aceites, materia orgánica u otras sustancias que puedan ser nocivas al concreto o al acero de refuerzo.

El acero de refuerzo debe ser de barras corrugadas grados 40 y 60, bajo la norma COGUANOR NGO 36011, en los planos se especifica el grado de las barras para cada obra. Cuando se coloque en la obra, el acero de refuerzo debe estar libre de suciedad, oxido, grasa u otras materias extrañas; la barras deben amarrarse en todas las intersecciones, con alambre de amarre con diámetro de 1.58 a 2.03 mm, o calibre equivalente.

El concreto reforzado debe tener una resistencia de 3,000 PSI, a los 28 días y el concreto ciclópeo tendrá una resistencia de 2,500 PSI a los 28 días.

El concreto ciclópeo es una combinación de concreto estructural y piedra grande de tamaño menor de 30 cm, el volumen de piedra adicional no debe exceder de un tercio del volumen total del concreto ciclópeo. La piedra a utilizar será de canto rodado, de buena calidad, limpia, dura, libre de fracturas u otros defectos estructurales. La piedra debe colocarse cuidadosamente, de preferencia a mano, sin dejarla caer o tirarla, cada piedra debe estar rodeada de por lo menos 8 cm de concreto y no debe colocarse ninguna, a menos de 25 cm de cualquier superficie superior; si se interrumpe la fundición, al dejar una junta de construcción, debe dejarse piedras sobresaliendo no menos de 10 cm para formar llave.

- **Formaleta y obra falsa**

Formaleta es la estructura de metal, madera, plástico o cualquier otro material que sirve para mantener el concreto en la forma y dimensiones indicadas en los planos durante el estado plástico del mismo. Debe tener la rigidez suficiente para evitar distorsiones, combamientos y aperturas de las juntas por la presión del concreto.

Obra falsa, es la estructura temporal que sirve para soportar las cargas sin causar deformación y asentamientos perjudiciales y para detener las formaletas antes o después de la colocación del concreto.

La madera para formaleta debe estar libre de agujeros, nudos sueltos, hendiduras, grietas, pandeos y otros defectos que puedan perjudicar su resistencia y/o la apariencia de la superficie del concreto. Cuando sea necesario la formaleta debe ser debidamente apuntalada.

- **Madera tratada**

La madera tratada para superficie de piso, vigas transversales y tablonos será de pino tratada, con arseniato de cobre cromatado -CCA- siglas en inglés “chromated copper arsenate”, este tipo de madera se obtiene en las empresas comerciales dedicadas a la industria maderera. Los tablonos de madera deben colocarse en forma escalonada en toda la longitud, para evitar que las uniones queden en una misma dirección, además deben estar separados $\frac{1}{2}$ cm longitudinal y transversalmente. La sujeción de los tablonos con las vigas transversales debe hacerse con clavos de acero liso.

- **Cables**

Los cables estructurales a utilizar serán de acuerdo a la norma ASTM A 603, con resistencia mínima en tracción de 220,000 lb/plg²; para el anclaje de cada cable se le debe colocar un guardacabo en cada extremo del cable, además debe ser atado con abrazaderas; la longitud de doblado de cable, cantidad de abrazaderas y el torque aplicable a cada tuerca debe ser como se indica en los planos.

2.14. Planos del proyecto

Los planos de construcción para el proyecto Puente Colgante Peatonal para el caserío Encuentros Abajo del municipio de Quezaltepeque, se encuentran en el apéndice C; el listado de estos planos es el siguiente

1. Plano de localización
2. Plano de ubicación
3. Curvas de nivel
4. Planta y perfil
5. Planta acotada y elevación lateral
6. Detalles de estribos
7. Detalles de anclajes
8. Detalles de torres
9. Detalles de superestructura
10. Detalles de gaviones

2.15. Presupuesto

El presupuesto representa la cantidad de dinero que se debe invertir para la ejecución del proyecto, el costo total es de, Q 468,727.00 (cuatrocientos sesenta y ocho mil, setecientos veintisiete quetzales).

2.15.1. Cuantificación de materiales y mano de obra

La cuantificación de materiales y mano de obra es el cálculo de la cantidad de materiales que se utilizarán en la obra y la cantidad de trabajo que se requiere para su ejecución respectivamente, estas cantidades son obtenidas de los planos constructivos y se les asigna

una unidad de medida, estos datos son los que se utilizan para la elaboración del presupuesto.

2.15.2. Integración de precios unitarios

La integración de precios unitarios comprende la cantidad de materiales y mano de obra con su respectivo precio de mercado para la construcción de las distintas obras del proyecto, estos representan los costos directos. Además de los costos anteriormente mencionados se tienen los costos indirectos (Gastos administrativos, supervisión, impuestos, imprevistos y utilidad) y son calculados a partir de los costos directos.

El desglose del presupuesto se presenta a través de renglones de trabajo cuyo orden es acorde al proceso constructivo del proyecto; a continuación se muestran los precios unitarios por renglón.

Tabla IX. Preliminares, presupuesto puente

Renglón	Unidad	Cantidad
Preliminares	m²	300.00

Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Clavos	Lb	5	8.00	40.00
Estacas + pintura	Global	1	250.00	250.00
Total materiales				290.00

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Limpia, chapeo y destronque	m²	300	5.00	1,500.00
Replanteo topográfico	m²	300	5.00	1,500.00
Total mano de obra				3,000.00
Total costo directo (materiales + mano de obra)				3,290.00

Costo indirecto (porcentaje sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	493.50
Dirección de campo	5%	164.50
Imprevistos	5%	164.50
Utilidad	15%	493.50
Total costo indirecto		1,316.00
TOTAL RENGLÓN		4,606.00

PRECIO UNITARIO	15.35
------------------------	--------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla X. Estribos, presupuesto puente

Renglón	Unidad	Cantidad
Estribos	m ³	41.00

Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Cemento tipo portland	Saco	225	75.00	16,875.00
Arena de río	m ³	20	150.00	3,000.00
Piedrín de río	m ³	22	200.00	4,400.00
Madera para formaleta	Pie-tabla	3,350	7.00	23,450.00
Clavos diferentes medidas	Lb	80	8.00	640.00
Acero No. 6 grado 40	Varilla	3	125.00	375.00
Piedra bola de río 6" - 10"	m ³	13	150.00	1,950.00
Tubo HG 4"	Unidad	1	1,330.00	1,330.00
Tubo HG 2 1/2"	Unidad	1	600.00	600.00
Total materiales				52,020.00

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Excavación	m ³	62	60.00	3,720.00
Formaleta y obra falsa	m ²	65	60.00	3,900.00
Fundición de muro	m ³	41	225.00	9,225.00
Total mano de obra				16,845.00
Total costo directo (materiales + mano de obra)				68,865.00

Costo indirecto (porcentaje sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	10,329.75
Dirección de campo	5%	3,443.25
Imprevistos	5%	3,443.25
Utilidad	15%	10,329.75
Total costo indirecto		27,546.00
TOTAL RENGLÓN		96,411.00

PRECIO UNITARIO	2,351.49
------------------------	-----------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XI. Anclajes principales, presupuesto puente

Renglón	Unidad	Cantidad
Anclajes principales	m ³	110.00

Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Cemento tipo portland	Saco	600	75.00	45,000.00
Arena de río	m ³	50	150.00	7,500.00
Piedrín de río	m ³	60	200.00	12,000.00
Madera para formaleta	Pie-tabla	250	7.00	1,750.00
Clavos	Lb	10	8.00	80.00
Acero No. 8 grado 60	Varilla	30	230.00	6,900.00
Piedra bola de río 6" - 10"	m ³	35	150.00	5,250.00
Tubo HG 4"	Unidad	3	1,330.00	3,990.00
Total materiales				82,470.00

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Excavación	m ³	140	60.00	8,400.00
Formaleta y obra falsa	m ²	10	60.00	600.00
Fundición (Elaboración y colocación de concreto ciclópeo)	m ³	110	225.00	24,750.00
Total mano de obra				33,750.00
Total costo directo (materiales + mano de obra)				116,220.00

Costo indirecto (porcentaje sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	17,433.00
Dirección de campo	5%	5,811.00
Imprevistos	5%	5,811.00
Utilidad	15%	17,433.00
Total costo indirecto		46,488.00
TOTAL RENGLÓN		162,708.00

PRECIO UNITARIO	1,479.16
------------------------	-----------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XII. Anclajes de tensores, presupuesto puente

Renglón	Unidad	Cantidad
Anclajes de tensores	m³	6.00

Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Cemento tipo portland	Saco	35	75.00	2,625.00
Arena de río	m³	3	150.00	450.00
Piedrín de río	m³	4	200.00	800.00
Acero No. 6 grado 40	Varilla	3	125.00	375.00
Piedra bola de río 6" - 10"	m³	2	150.00	300.00
Tubo HG 4" tipo pesado	Unidad	1	1,330.00	1,330.00
Total materiales				5,880.00

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Excavación	m³	28	60.00	1,680.00
Fundición (Elaboración y colocación de concreto ciclópeo)	m³	6	225.00	1,350.00
Total mano de obra				3,030.00
Total costo directo (materiales + mano de obra)				8,910.00

Costo indirecto (porcentaje sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	1,336.50
Dirección de campo	5%	445.50
Imprevistos	5%	445.50
Utilidad	15%	1,336.50
Total costo indirecto		3,564.00
TOTAL RENGLÓN		12,474.00

PRECIO UNITARIO	2,079.00
------------------------	-----------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XIII. Torres, presupuesto puente

Renglón	Unidad	Cantidad
Torres	Unidad	4.00

Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Cemento tipo portland	Saco	6	75.00	450.00
Arena de río	m³	1	150.00	150.00
Piedrín de río	m³	1	200.00	200.00
Acero No. 6 grado 40	Varilla	5	125.00	625.00
Acero No. 3 grado 40	Varilla	5	32.00	160.00
Clavo	Lb	8	8.00	64.00
Alambre de amarre	Lb	8	8.00	64.00
Madera para formaleta	Pie- tabla	150	7.00	1,050.00
Tubo HG 1"	Unidad	1	240.00	240.00
Tubo HG 2 1/2"	Unidad	1	512.00	512.00
Total materiales				3,515.00

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Elaboración y colocación de armadura de acero	Unidad	4	60.00	240.00
Formaleteado	Unidad	4	50.00	200.00
Fundición (Elaboración y colocación de concreto)	Global	1	125.00	125.00
Total mano de obra				565.00
Total costo directo (materiales + mano de obra)				4,080.00

Costo indirecto (porcentaje sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	612.00
Dirección de campo	5%	204.00
Imprevistos	5%	204.00
Utilidad	15%	612.00
Total costo indirecto		1,632.00
TOTAL RENGLÓN		5,712.00

Continuación tabla XIII

PRECIO UNITARIO	1,428.00
------------------------	-----------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XIV. Sistema de piso, presupuesto puente

Renglón	Unidad	Cantidad
Sistema de piso	m²	90.00

Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Madera pino tratada, Viga transversal 3" X 4"	Pie-tabla	400	15.00	6,000.00
Madera pino tratada, Tablón 1 1/2" X 12" (pino tratada)	Pie-tabla	1600	15.00	24,000.00
Clavo 4"	Lb	35	8.00	280.00
Tornillos cabeza redonda, 3/8" X5"	Unidad	320	6.00	1,920.00
Abrazadera 3/8"	Unidad	152	5.00	760.00
Abrazadera 1/2"	Unidad	12	10.00	120.00
Abrazadera 9/16"	Unidad	24	10.00	240.00
Abrazadera 1 5/8"	Unidad	80	40.00	3,200.00
Guardacabo para péndola 3/8"	Unidad	76	10.00	760.00
Guardacabo p/anclaje, cable 1/2"	Unidad	4	25.00	100.00
Guardacabo p/anclaje, cable 9/16"	Unidad	4	25.00	100.00
Guardacabo p/anclaje, cable 1 5/8"	Unidad	10	25.00	250.00
Malla galvanizada, h = 1 m	m	75	16.00	1,200.00
Alambre galvanizado	Lb	15	12.00	180.00
Cable estructural ø 3/8"	m	80	15.00	1,200.00
Cable estructural ø 1/2"	m	105	25.00	2,625.00

Continuación tabla XIV

Cable estructural ø 9/16"	m	75	35.00	2,625.00
Cable estructural ø 1 5/8"	m	270	150.00	40,500.00
Total materiales				86,060.00

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Colocación de cable ø 1 5/8"	m	270	10.00	2,700.00
Colocación de cable ø 1/2"	m	105	8.00	840.00
Colocación de cable ø 9/16"	m	75	8.00	600.00
Colocación de péndolas ø 3/8"	Unidad	38	15.00	570.00
Montaje de Vigas transversales	Unidad	55	166.00	9,130.00
Instalación de tablones	m²	90	50.00	4,500.00
Instalación de malla galvanizada	m	72	10.00	720.00
Total mano de obra				19,060.00
Total costo directo (materiales + mano de obra)				105,120.00

Costo indirecto (porcentaje sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	15,768.00
Dirección de campo	5%	5,256.00
Imprevistos	5%	5,256.00
Utilidad	15%	15,768.00
Total costo indirecto		42,048.00
TOTAL RENGLÓN		147,168.00

PRECIO UNITARIO	1,635.20
------------------------	-----------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XV. Gaviones, presupuesto puente

Renglón	Unidad	Cantidad
Gaviones	m ³	24.00

Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Piedra bola de río 6" - 10"	m ³	24	150.00	3,600.00
Gavión (1 X 1 X 2) m	Unidad	12	600.00	7,200.00
Alambre galvanizado	Libra	40	12.00	480.00
Geotextil	m ²	36	115.00	4,140.00
Total materiales				15,420.00

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (Q)	Total (Q)
Armado de gaviones	Unidad	12	50.00	600.00
Llenado de gaviones	m ³	20	60.00	1,200.00
Total mano de obra				1,800.00
Total costo directo (materiales + mano de obra)				17,220.00

Costo indirecto (porcentaje sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	2,583.00
Dirección de campo	5%	861.00
Imprevistos	5%	861.00
Utilidad	15%	2,583.00
Total costo indirecto		6,888.00
TOTAL RENGLÓN		24,108.00

PRECIO UNITARIO	1,004.50
------------------------	-----------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XVI. Excavación y terraplén, presupuesto puente

Renglón	Unidad	Cantidad
Excavación y terraplén	m ³	180.00

Mano de obra y maquinaria	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Excavación no clasificada	m ³	160	60.00	9,600.00
Terraplén	m ³	20	75.00	1,500.00
Total mano de obra y maquinaria				11,100.00
Total costo directo (Mano de obra y maquinaria)				11,100.00

Costo indirecto (porcentaje sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	1,665.00
Dirección de campo	5%	555.00
Imprevistos	5%	555.00
Utilidad	15%	1,665.00
Total costo indirecto		4,440.00
TOTAL RENGLÓN		15,540.00

PRECIO UNITARIO	86.33
------------------------	--------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XVII. **Resumen de presupuesto, puente colgante peatonal**

No.	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total renglón (Q)
1	Preliminares	m ²	300.00	15.35	4,606.00
2	Estribos	m ³	41.00	2,351.49	96,411.00
3	Anclajes principales	m ³	110.00	1,479.16	162,708.00
4	Anclajes de tensores	m ³	6.00	2,079.00	12,474.00
5	Torres	Unidad	4.00	1,428.00	5,712.00
6	Sistema de piso	m ²	90.00	1,635.20	147,168.00
7	Gaviones	m ³	24.00	1,004.50	24,108.00
8	Excavación y terraplén	m ³	180.00	86.33	15,540.00
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					468,727.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XVIII. Desglose de gastos administrativos e impuestos, puente

Gastos administrativos		
Sueldos (período de construcción, 3 meses)		
Puesto	Costos / mes (Q)	Subtotal (Q)
Gerente general	2,500.00	7,500.00
Secretaria	700.00	2,100.00
Contador	700.00	2,100.00
Personal de limpieza	350.00	1,050.00
Total		12,750.00
Prestaciones y seguros		
Descripción	Costos/mes (Q)	Subtotal (Q)
Prestaciones 30.56%	1,298.80	3,896.40
Cuota patronal I.G.S.S. 10.67%	453.48	1,360.43
Seguros varios	200.00	600.00
Total		5,856.83
Alquileres y depreciaciones		
Descripción	Costos/mes (Q)	Subtotal (Q)
Renta de local	400.00	1,200.00
Agua, luz, telefono, internet	200.00	600.00
Mobiliario y equipo	400.00	1,200.00
Utiles de oficina	100.00	300.00
Depreciación mobiliario y equipo	100.00	300.00
Viaticos + combustibles	2,000.00	6,000.00
Total		9,600.00
Total gastos administrativos		28,206.83
Impuestos		
Descripción	Costo (Q)	
Total materiales	245,655.00	
Total mano de obra	89,150.00	
Total costo directo	334,805.00	
Utilidad 15% (sobre costo directo)	50,220.75	
ISR 28% (de utilidad)	14,061.81	
IVA 12% (de utilidad - ISR)	4,339.07	
ISO 1% (de costo directo)	3,348.05	
Total impuestos	21,748.93	
Total gastos administrativos e impuestos	49,955.76	
Porcentaje de costo directo	15%	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XIX. **Desglose de gastos de dirección de campo, puente**

Dirección de campo		
Sueldos (período de construcción, 3 meses)		
Puesto	Costos / mes (Q)	Subtotal (Q)
Supervisor de la obra	6,000.00	18,000.00
Total gastos de dirección de campo		18,000.00
Porcentaje de costo directo		5%

Fuente: Elaboración propia.

2.16. Cronograma de ejecución

En el cronograma de ejecución muestra el tiempo que se necesita para construir cada una de las obras del proyecto, se considera condiciones climáticas normales durante el tiempo de ejecución produciendo en este período un buen rendimiento de la mano de obra; el tiempo de ejecución estimado es de 3 meses calendario (90 días), en la tabla XX se presenta el cronograma de ejecución.

Tabla XX. **Cronograma de ejecución, puente colgante peatonal**

No.	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total renglón (Q)	% Avance	Mes 1				Mes 2				Mes 3			
							1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	Preliminares	m ²	300	15.35	4,606.00	0.98%												
2	Estribos	m ³	41	2,351.49	96,411.00	20.57%												
3	Anclajes principales	m ³	110	1,479.16	162,708.00	34.71%												
4	Anclajes de tensores	m ³	6	2,079.00	12,474.00	2.66%												
5	Torres	Unidad	4	1,428.00	5,712.00	1.22%												
6	Sistema de piso	m ²	90	1,635.20	147,168.00	31.40%												
7	Gaviones	m ³	24	1,004.50	24,108.00	5.14%												
8	Excavación y terraplén	m ³	180	86.33	15,540.00	3.32%												
TOTAL					468,727.00	100.00%												

Fuente: Elaboración propia.

3. MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, CABECERA MUNICIPAL DE QUEZALTEPEQUE

3.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste, en diseñar el mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable, para la cabecera municipal de Quezaltepeque y aldea Llano Grande, el diseño comprende: la captación, línea de conducción por gravedad de 2,861.56 m de longitud, obras hidráulicas (caja de distribución de caudales, caja rompe presión, paso de zanjón y caja de válvulas) y tanques de almacenamiento.

El sistema de abastecimiento que se mejorará, es el que actualmente abastece a la villa de Quezaltepeque y un pequeño sector de la aldea Llano Grande; el proyecto se encuentra en mal estado, debido a que este, ha alcanzado prácticamente su período de diseño, se estima que en los próximos años no podrá abastecer adecuadamente a la población, por lo tanto se debe mejorar para que este funcione de manera óptima.

La población actual a beneficiar está compuesta por 6,304 habitantes de los cuales el 83.80% corresponde a la cabecera municipal y el 16.20% a la aldea Llano Grande, el total de viviendas actuales es de 1,535.

3.2. Levantamiento topográfico

“El levantamiento topográfico se realiza con el fin de determinar la forma del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre” (Casanova, 2002, cap. 7, p. 1).

A través de levantamiento se determina la posición de puntos y posteriormente su representación en un plano. Se realizó levantamiento topográfico planimétrico y altimétrico, utilizando el método por conservación de azimut y procedimiento taquimétrico. Con los datos obtenidos del levantamiento topográfico se determina la longitud de la línea de conducción y las cotas del terreno.

La ruta utilizada para el levantamiento es por donde existe actualmente la línea de conducción, tomando en cuenta que se tienen los derechos de paso vigentes; se inició desde el manantial hasta donde se ubica los tanques de almacenamiento.

El equipo y herramienta utilizada fue el siguiente:

- Teodolito marca FOIF
- Estadía
- Cinta métrica de 100m
- Plomada
- Estacas de madera, clavos, pintura y martillo
- Libreta topográfica

3.3. Fuente de abastecimiento

La fuente de abastecimiento para este proyecto, es el nacimiento del río La Conquista, ubicado en la ladera del cerro del Ahüizón en aldea Azacualpa. En este lugar se produce un afloramiento natural de agua subterránea y fluye sobre la superficie dando origen al río mencionado anteriormente.

3.3.1. Aforo de la fuente

Aforo es la medición del caudal de una corriente de agua, se mide el volumen de agua por unidad de tiempo.

Según Breña y Jacobo (2006), el método de flotadores es una forma simple de estimar la velocidad en una corriente, colocando en la superficie un objeto que flote. Al ser una estimación de la velocidad superficial, se puede afectar el valor medido por un factor de 0.85 para aproximarlos a la velocidad media.

El procedimiento utilizado para aforar la fuente por el método de flotadores fue el siguiente

Primero se definió la distancia que recorrerá el flotador (corcho); en el extremo aguas arriba se soltó y se midió el tiempo transcurrido en alcanzar el extremo que corresponde a aguas abajo. Esto se repitió cinco veces para tener certeza que los datos son confiables. La velocidad media del flujo, se considera el 85% de la que se genera en la superficie, se toma este porcentaje porque la rapidez de una corriente varía tanto en perfil como en sección.

La fuente fue aforada en época de estiaje, 13 de marzo de 2013. El agua que escurre de la fuente se divide en dos pequeños ramales por lo que fue necesario realizar el aforo en dos puntos distintos, en la tabla XXI se muestra el tiempo que tarda el flotador en recorrer cada tramo, este tiempo se utiliza para el cálculo de la velocidad del flujo.

Tabla XXI. Tiempo del flotador en la superficie

Longitud 16 m		Longitud 4.5 m	
No.	Tiempo (s)	No.	Tiempo (s)
1	14.26	1	8.72
2	15.32	2	8.92
3	16.67	3	8.93
4	16.39	4	8.34
5	16.29	5	8.64
t' promedio (s)	15.79	t' promedio (s)	8.71

Fuente: Elaboración propia.

La velocidad se obtiene a través de la distancia recorrida y el tiempo que tarda el flotador en llegar al extremo del tramo definido.

$$Vs' = L / t'$$

Donde:

Vs' = velocidad superficial (m/s)

L = longitud del tramo (m)

t' = tiempo promedio (s)

Velocidad media:

$$V = 0.85 Vs'$$

Tabla XXII. Velocidad superficial y promedio del flujo

Tramo 16 m	Tramo 4.5 m
$Vs' = 16 / 15.79 = 1.01 \text{ m/s}$	$Vs' = 4.5 / 8.71 = 0.52 \text{ m/s}$
$V = 0.85 \times 1.01 = 0.86 \text{ m/s}$	$V = 0.85 \times 0.52 = 0.44 \text{ m/s}$

Fuente: Elaboración propia.

Figura 14. Áreas de las secciones de aforo



Fuente: Elaboración propia.

El caudal se determina de la siguiente manera:

$$Q = A V$$

Donde:

Q = caudal (m³/s)

A = área de la sección transversal (m²)

V = velocidad media (m/s)

Tabla XXIII. **Caudal de la fuente**

Tramo 16 m	Tramo 4.5 m
Área = 0.1685 m²	Área = 0.4170 m²
$Q = 0.1685 \times 0.86 = 0.14 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 0.4170 \times 0.44 = 0.18 \text{ m}^3/\text{s}$

Fuente: Elaboración propia.

$$Q = 0.14 + 0.18 = 0.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 320 \text{ L/s}$$

3.4. Análisis de la calidad del agua

El agua potable es aquella que al consumirla no daña el organismo del ser humano, es incapaz de transmitir enfermedades y libre de concentraciones

excesivas de sustancias minerales, orgánicas y tóxicas. Para determinar la calidad del agua es necesario efectuar los análisis físico-químico y bacteriológico, los cuales deben cumplir con las normas COGUANOR NTG 29001.

Se tomó una muestra de agua el 13 de marzo de 2013 y fue llevada al laboratorio del Centro Universitario de Oriente, para su respectivo análisis, físico, químico y bacteriológico, el resultado se presenta en el anexo D.

3.4.1. Análisis físico y químico

Según Aguilar (2007), mediante el primer análisis se determina las características físicas del agua, las cuales son percibidas a través de los sentidos por medio del olor, color, sabor, el potencial de hidrógeno que determina la acidez o alcalinidad del agua; y la turbidez es el efecto óptico, siendo la consecuencia de la interferencia de los rayos luminosos que pasan a través del agua, la que contiene pequeñas partículas en suspensión.

A través del análisis químico se determina las cantidades de materia mineral y orgánica que contiene el agua.

Las sustancias minerales contenidas en el agua debe encontrarse en concentraciones inferiores a los límites aceptables o permisibles establecidos por las normas establecidas, si estas concentraciones son superiores pueden afectar la salud, dar mal olor y sabor al agua, además dañan la tubería, accesorios y equipo.

3.4.2. Análisis bacteriológico

Mediante el análisis bacteriológico se determina la cantidad de microorganismos presentes, tales como coliformes totales, fecales y *Escherichia coli*. Según la norma COGUANOR NTG 29001, el límite máximo permisible es que los microorganismos anteriormente mencionados no deben ser detectados en 100 ml de agua, o bien deben ser inferiores a 3 ppm.

Con el resultado obtenido del análisis realizado, se encuentra la presencia de microorganismos en 100 ml de agua, por lo que esta debe ser, debidamente tratada, para que sea apta para el consumo humano; se aplicará cloro gaseoso para desinfectar el agua para garantizar su consumo.

3.5. Criterios de diseño

3.5.1. Período de diseño

Es el tiempo durante el cual, la obra dará servicio satisfactorio para la población. Los factores que influyen para determinar el período de diseño son, la vida útil de los materiales y población futura. El proyecto se diseña para un período de 20 años de vida útil, al que se agregan 3 años para gestión y ejecución de la obra.

3.5.2. Población de diseño

La población futura se determina utilizando información de diferentes fuentes. Según el INE al 2002 la población total del municipio

de Quezaltepeque es de 24,759, tasa de crecimiento de 1.79 %, con población urbana y rural de 3,867 y 20,892 habitantes respectivamente.

En 2008 “la población total del municipio es de 27,396 con población en el área urbana de 4,274 habitantes” (PDM, 2010, p. 14), la tasa de crecimiento correspondiente es de 1.82 %. De acuerdo a información del Centro de Salud, en 2012 el 17 % de la población reside en el área urbana y el 83 % en área rural. Para el cálculo de la población futura se utiliza el método geométrico.

$$P_f = P_a(1 + i)^N$$

Donde:

P_f = Población futura (hab)

P_a = Población actual (hab)

i = Tasa de crecimiento poblacional (%)

N = Período de diseño (años)

- **Tasa de crecimiento**

$$i = \left(\sqrt[N]{\frac{P_f}{P_a}} - 1 \right) \times 100$$

La población urbana de 2012, se obtiene utilizando la tasa de crecimiento de 1.82 % y 27,396 habitantes de 2008, luego se multiplica por el 17 %, este resultado se utiliza para obtener la tasa de crecimiento urbana. La fecha de censo elaborado por el INE es 24 de noviembre de 2002, las otras fechas se toman hasta el 30 de junio de cada año.

$$P_{2008} = 27,396 \text{ hab}$$

$$i = 1.82 \%$$

$$N = 2012 - 2008 = 4 \text{ años}$$

$$P_{2012} = 27,396 \left(1 + \frac{1.82}{100}\right)^4$$

$$P_{2012} = 29,446 \text{ hab}$$

Población urbana en 2012:

$$29,446 \times 0.17 = 5,006 \text{ hab}$$

Población rural en 2012:

$$29,446 - 5,006 = 24,440 \text{ hab}$$

Tasa de crecimiento urbana:

$$P_{2012} = 5,006 \text{ hab}$$

$$P_{2002} = 3,867 \text{ hab}$$

$$\text{Fecha } 30/06/2012 \quad 2012 + 181/365 = 2012.50$$

$$\text{Fecha } 24/11/2002 \quad 2002 + 328/365 = 2002.90$$

$$N = 2012.50 - 2002.90$$

$$N = 9.60 \text{ años}$$

$$i = \left(\sqrt[9.60]{\frac{5,006}{3,867}} - 1 \right) \times 100 = 2.73 \%$$

Tasa de crecimiento rural:

$$P_{2012} = 24,440 \text{ hab}$$

$$P_{2002} = 20,892 \text{ hab}$$

$$N = 9.60 \text{ años}$$

$$i = \left(\sqrt[9.60]{\frac{24,440}{20,892}} - 1 \right) \times 100 = 1.65 \%$$

Población futura urbana:

$$P_a = 5,006 \text{ hab}$$

$$i = 2.73 \%$$

$$N = 20 + 3 = \text{años}$$

$$P_f = 5,006 \left(1 + \frac{2.73}{100} \right)^{23}$$

$$P_f = 9,301 \text{ hab}$$

Población en aldea Llano Grande:

“La población es de 916 hab en 2008” (PDM, 2010, p. 11);
utilizando la tasa de crecimiento rural de 1.65 %, la población al 2012 es

$$P_{2008} = 916 \text{ hab}$$

$$i = 1.65 \%$$

$$N = 2012 - 2008 = 4 \text{ años}$$

$$P_{2012} = 916 \left(1 + \frac{1.65}{100} \right)^4 = 978 \text{ hab}$$

La aldea Llano Grande se ubica en la proximidad de la Villa de Quezaltepeque, por las condiciones de esta comunidad se estima como área suburbana. Por carecer de una tasa de crecimiento específica del

lugar, se define utilizar el promedio entre la de tasa de crecimiento urbana 2.73 % y rural 1.65%.

$$i = \frac{2.73 + 1.65}{2} = 2.19 \%$$

Población futura aldea Llano Grande:

$$P_a = 978 \text{ hab}$$

$$i = 2.19 \%$$

$$N = 23 \text{ años}$$

$$P_f = 978 \left(1 + \frac{2.19}{100}\right)^{23}$$

$$P_f = 1,610 \text{ hab}$$

Población de diseño para el proyecto:

$$P_f = 9,301 + 1,610$$

$$P_f = 10,911 \text{ hab}$$

La cantidad de viviendas estimadas para el proyecto se determina de acuerdo a datos proporcionados por el centro de salud, la densidad es de 4.02 hab/viv en el área urbana y 4.63 hab/viv en área rural.

Viviendas área urbana:

$$9,301 / 4.02 = 2,314 \text{ viviendas}$$

Viviendas aldea Llano Grande:

$$1,610 / 4.63 = 348 \text{ viviendas}$$

Total de viviendas de diseño:

$$2,314 + 348 = 2,662 \text{ viviendas}$$

3.5.3. Dotación

Es la cantidad de agua asignada a la unidad consumidora (habitante, cama de hospital, área de riego), se expresa en litros/habitante/día. Para la adopción de una dotación adecuada, se debe tomar en cuenta el clima, la ubicación de la población (área urbana o rural) y sus distintas actividades comerciales. El consumo de agua en el área urbana oscila entre 150 – 250 L/hab/día, considerando en esta el gasto doméstico, comercial, industrial, uso público, fugas y desperdicios.

$$\text{Dotación} = 225 \text{ L/hab/día}$$

3.6. Factores de consumo

También conocidos como coeficientes de variación de consumo, al haber variabilidad en la demanda de agua, estos factores se utilizan para calcular los gastos máximos diarios y horarios.

3.6.1. Factor de día máximo (Fdm)

Según INFOM (1997), se utiliza un factor que oscile entre 1.2 y 1.5, es recomendable que para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes se utilice 1.3 y 1.2 cuando la población es mayor.

$$Fdm = 1.2$$

3.6.2. Factor de hora máximo (Fhm)

El rango de este coeficiente es de 2 a 3, se puede utilizar cualquier valor en este intervalo, mayor cuando la población es menor y menor cuando es mayor (INFOM – UNEPAR). Para poblaciones mayores a 1,000 habitantes es recomendable usar fhm igual a 2.

$$Fhm = 2$$

3.7. Determinación de caudales

3.7.1. Caudal medio diario (Qm)

Es el consumo promedio de una persona en un día, se obtiene de multiplicar la dotación, por la población futura, dividido por el número de segundos que contiene un día.

$$Qm = \frac{\text{Dotación} \times P_f}{86,400}$$

Donde:

Q_m = Caudal medio diario (L/s)

Dotación = 225 L/hab/día, dotación

P_f = 10,911 hab, Población futura

$$Q_m = \frac{225 \times 10,911}{86,400}$$

$$Q_m = 28.41 \text{ L/s}$$

3.7.2. Caudal máximo diario o caudal de conducción

Se define como el máximo caudal consumido en un día durante un período de observación de un año. Este caudal se utiliza para diseñar la línea de conducción por gravedad y se determina de la siguiente manera:

$$Q_{md} = F_{dm} \times Q_m$$

Donde:

Q_{md} = Caudal máximo diario (L/s)

F_{dm} = 1.2, factor de día máximo

Q_m = 28.41 L/s, Caudal medio diario

$$Q_{md} = 1.2 \times 28.41$$

$$Q_{md} = 34.09 \text{ L/s}$$

3.7.3. Caudal máximo horario o caudal de distribución

Es el máximo caudal que se consume en una hora en un período de observación de un año.

$$Q_{mh} = F_{hm} \times Q_m$$

Donde:

Q_{mh} = Caudal máximo horario (L/s)

F_{hm} = 2, factor de hora máximo

Q_m = 28.41 L/s, Caudal medio diario

$$Q_{mh} = 2 \times 28.41$$

$$Q_{mh} = 56.82 \text{ L/s}$$

3.8. Presiones máximas y mínimas

La presión hidrostática máxima en líneas de conducción y de distribución debe ser menor que la presión de trabajo de la tubería a usar, tomando en cuenta la calidad de los accesorios y válvulas.

En la línea de conducción la presión a usar es

- Mínima 6 m.c.a. (metro columna de agua)
- Máxima 80% de la presión de trabajo de la tubería

Presión en la red de distribución:

- Mínima 10 metros (presión de servicio)
- Máxima 40 metros (presión de servicio, área urbana)

3.9. Velocidad de conducción

Para conducciones forzadas, si se trata de agua con material en suspensión sedimentable o erosivo el rango de velocidad es

- Mínima 0.40 m/s
- Máxima 3.00 m/s

3.10. Diseño hidráulico del sistema

3.10.1. Captación

Según Agüero (1997), es la estructura que permite recolectar el agua en el lugar del afloramiento, para que luego pueda ser conducida mediante las tuberías de conducción hacia los tanques de almacenamiento o distribución.

El diseño hidráulico y dimensionamiento de la captación depende de la topografía de la zona, de la textura del suelo y de la clase de manantial; se busca no alterar la calidad del agua ni modificar la corriente y el caudal natural del manantial.

Las características de diseño de la captación deben permitir que haya control adecuado del agua, forma de sedimentación, estabilidad estructural, prevención de futura contaminación y facilidad de inspección y operación. Los materiales para los muros y losa son concreto reforzado, todos los detalles de la captación se muestran en los planos del apéndice F.

3.10.2. Línea de conducción

Según Agüero (1997), la línea de conducción en un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad es el conjunto de tuberías, válvulas, accesorios, estructuras y obras de arte encargados de la conducción del agua desde la captación hasta el tanque de almacenamiento, aprovechando la carga estática existente.

La conducción será por gravedad (régimen forzado). Utilizando las normas del INFOM se toman en cuenta los siguientes criterios para el cálculo hidráulico.

- La tubería será enterrada a una profundidad de 0.80 m y en los cruces de carretera de terracería la profundidad será de 1.20 m.
- En los cruces de corrientes (zanjones y quebradas) la tubería estará aérea. Se utilizara tubería HG apoyada sobre estructuras de concreto (pasos de zanjón).
- En los puntos más bajos se instalaran válvulas de limpieza.
- Se instalaran válvulas de aire en los puntos más altos.
- La tubería a utilizar será de PVC 160 PSI, con unión de junta rápida (unión con empaque de hule), este tipo de unión se usa para la tubería con diámetro mayor a 4" y para diámetros menores se utiliza unión cementada. La presión estática máxima será de 90 m.c.a.
- Para las uniones y reductores de tubería se utilizara accesorios de junta rápida.

La línea de conducción inicia en la estación E-1 y finaliza en la estación E-101 donde se ubica la caja distribuidora de caudales.

3.10.2.1. Cálculo hidráulico de la línea de conducción

Para el cálculo hidráulico de la línea de conducción se involucran las presiones estática y dinámica (cota piezométrica, presión estática y presión disponible), para su determinación se utiliza la cota del terreno obtenida del levantamiento topográfico. La pérdida de carga y el diámetro de la tubería se determinan usando la fórmula de Hazen-Williams.

$$h_f = \frac{1743.811 \times l \times Q^{1.85}}{C'^{1.85} \times \phi^{4.87}}$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga (m)

l = longitud del tramo (m)

Q = caudal (L/s)

C' = coeficiente de fricción ($C' = 150$ para tubería PVC, $C' = 100$ HG)

ϕ = diámetro interno de la tubería (")

El diámetro se obtiene haciendo uso de la formula anterior.

$$\phi = \left(\frac{1743.811 \times l \times Q^{1.85}}{C'^{1.85} \times h_f} \right)^{1/4.87}$$

Este corresponde al diámetro teórico interno de la tubería, luego se busca un diámetro comercial en tablas de

proveedores de tuberías, tomando en cuenta que debe ser superior al teórico. La velocidad se obtiene de la ecuación de flujo volumétrico ($Q = A V$), se despeja la velocidad tomando en cuenta que el caudal se introduce en L/s y el diámetro en pulgadas; realizando las conversiones respectivas para que las unidades de medida sean congruentes, obtenemos la siguiente expresión:

$$V = \frac{1.9735 \times Q}{\phi^2}$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)

Q = caudal (L/s)

ϕ = diámetro interno de la tubería (")

Se muestra el cálculo hidráulico de un tramo, luego en el apéndice E se presenta un resumen de todos los tramos de la línea de conducción.

- **Cálculo hidráulico Tramo E-1 a E-4**

Cota de terreno E – 1 1,000 m

Cota de terreno E – 4 997.53 m

$l = 34.85$ m, longitud del tramo

$Q = 34.09$ L/s, caudal de conducción

$C' = 150$, coeficiente PVC

Para establecer la longitud real de tubería se usa un factor de 3% de incremento en la longitud.

$$l = 34.85 \times 1.03 = 35.90 \text{ m}$$

Cantidad de tubos = $35.90 / 6 = 5.98$ se aproxima a 6 unidades, la longitud real es:

$$l = 6 \times 6 = 36 \text{ m}$$

Para calcular el diámetro teórico del primer tramo se utiliza la diferencia de cotas como pérdida de carga.

$$h_f = 1,000 - 997.53 = 2.47 \text{ m}$$

Diámetro teórico:

$$\phi = \left(\frac{1743.811 \times 36 \times 34.09^{1.85}}{150^{1.85} \times 2.47} \right)^{1/4.87} = 4.57 \text{ ''}$$

Este es el diámetro mínimo requerido para este tramo, pero debido a que en los tramos posteriores al usar este diámetro la cota piezométrica sería menor que la cota del terreno, por lo tanto se utiliza un diámetro comercial de 8" con diámetro interno de 7.961", obtenido de tabla de especificaciones de tuberías PVC, provista por AMANCO.

Pérdida de carga:

$$h_f = \frac{1743.811 \times 36 \times 34.09^{1.85}}{150^{1.85} \times 7.961^{4.87}}$$

$$h_f = 0.17 \text{ m}$$

Velocidad:

$$V = \frac{1.9735 \times 34.09}{7.961^2}$$
$$V = 1.06 \text{ m/s}$$

La velocidad se encuentra entre el rango establecido 0.4 m/s velocidad mínima y máxima de 3 m/s.

- **Cota piezométrica**

La cota piezométrica (C_p) inicial es igual a la cota de terreno solo para el primer tramo, la cota piezométrica al final del tramo es la diferencia entre la primera y la pérdida de carga (h_f).

$$C_p \text{ inicial} = 1000 \text{ m}$$
$$C_p \text{ final} = C_p \text{ inicial} - h_f$$
$$C_p \text{ final} = 1,000 - 0.17$$
$$C_p \text{ final} = 999.83 \text{ m}$$

- **Presión disponible**

La presión disponible inicial, es cero y la presión disponible final (P_d), es la diferencia entre la cota piezométrica final y la cota de terreno (C_t) al final del tramo.

$$P_d \text{ final} = C_p \text{ final} - C_t$$
$$P_d \text{ final} = 999.83 - 997.53$$
$$P_d \text{ final} = 2.30 \text{ m}$$

- **Presión estática**

Al iniciar el primer tramo, la presión estática es cero y la presión estática final, es la diferencia entre la cota piezométrica donde la presión disponible, es cero y la cota de terreno final.

$$\text{Presión estática final} = P_d - C_t$$

$$\text{Presión estática final} = 1,000 - 997.53$$

$$\text{Presión estática final} = 2.47 \text{ m}$$

Por las condiciones topográficas del terreno, se observa que la presión disponible en este punto es inferior a la mínima, se recomienda profundizar el zanja hasta 2 m, lo cual permite que la presión disponible aumente. A la cantidad antes mencionada se les resta el valor de 0.80m que corresponde a la profundidad de la tubería, el resultado sirve para obtener la cota de terreno para realizar el cálculo hidráulico.

$$C_t = 997.53 - (2 - 0.80) = 996.33$$

$$P_d \text{ final} = 999.83 - 996.33$$

$$P_d \text{ final} = 3.50$$

$$\text{Presión estática final} = 1,000 - 996.33$$

$$\text{Presión estática final} = 3.67 \text{ m}$$

El cálculo hidráulico completo de la línea de conducción se presenta en una tabla del apéndice E.

3.10.3. Tanques de almacenamiento

Para todo sistema de abastecimiento debe diseñarse uno o varios tanques para almacenamiento de agua, que supla las demandas máximas horarias que se generan en la red de distribución y para mantener una reserva prudencial, para los casos de interrupción de la línea o fuente de abastecimiento, además es conveniente considerar gasto contra incendios.

Para determinar el volumen de los tanques de almacenamiento o distribución, se calcula de acuerdo a la demanda real de la población. Debido a que no se tiene un estudio de este tipo, se hace uso de la norma INFOM-UNEPAR, la cual establece que en sistemas por gravedad el volumen que puede adoptarse es de 25% a 40% del consumo medio diario. El porcentaje de consumo medio diario que se adopta para el volumen de almacenamiento es de 25% mas 10% para eventualidades, generando de esta manera el volumen total de 35%.

Volumen de almacenamiento:

$$\text{Vol} = \frac{Q_m \times 86,400}{1,000} \times f_a$$

Donde:

Vol = volumen total (m³)

Q_m = 28.41 L/s, Caudal medio diario

f_a = 35%, porcentaje de almacenamiento

$$\text{Vol} = \left(\frac{28.41 \times 86,400}{1,000} \times 0.35 \right)$$

$$\text{Vol} = 859.12 \text{ m}^3$$

El volumen que se establece es de 860 m³. El proyecto en la actualidad tiene tres tanques los cuales están en funcionamiento y en buenas condiciones cuyo volumen total es de 590 m³, por lo que el volumen correspondiente para el cuarto tanque a diseñar es:

$$\text{Volumen tanque 4} = 860 - 590 = 270 \text{ m}^3$$

El volumen del tanque que se diseña son: (9 x 13.5 x 2.25) m³, ancho, largo y altura respectivamente, mediante la relación largo-ancho de 1.5:1. La diferencia entre el volumen total y el espacio que ocupan las columnas intermedia, da como resultado, el volumen interno disponible. El volumen total está distribuido en cuatro tanques como se muestra en la tabla XXIV, la altura corresponde al nivel de la tubería de entrada.

Tabla XXIV. **Volumen de tanques de almacenamiento**

Tanque No.	Dimensiones (m)	Volumen (m ³)
1	5.45 x 7.00 x 2.35	90
2	5.50 x 15.50 x 2.85	240
3	10 x 12 x 2.20	260
4	9 x 13.50 x 2.25	270
Total		860

Fuente: Elaboración propia.

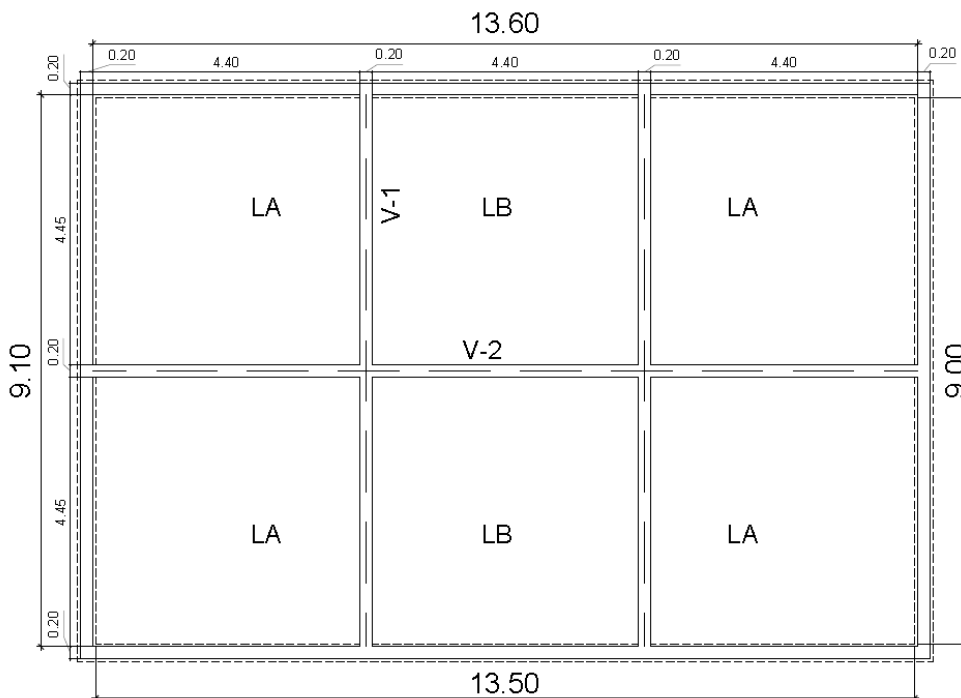
3.10.3.1. Diseño estructural del tanque

El tanque será semienterrado con muros de mampostería de piedra, se colocarán columnas de concreto reforzado en el centro del mismo; la cubierta constará de vigas y losa de concreto reforzado.

3.10.3.2. Diseño de losa superior

La losa es la cubierta del tanque y será de concreto reforzado y estará apoyada en vigas del mismo material. Para el diseño de la losa se utiliza el método 3 del código ACI de 1,963, este utiliza tablas de coeficientes para el cálculo de los momentos.

Figura 15. Losa superior



Fuente: Elaboración propia.

Materiales:

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, Resistencia a la compresión del concreto

$f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$, Resistencia a la fluencia del acero

$\gamma_c = 2,400 \text{ kg/m}^3$, peso del concreto

Cargas:

$C_v = 100 \text{ kg/m}^2$, carga viva (losa sin acceso horizontal)

$W_s = 100 \text{ kg/m}^2$, sobrecarga por acabados

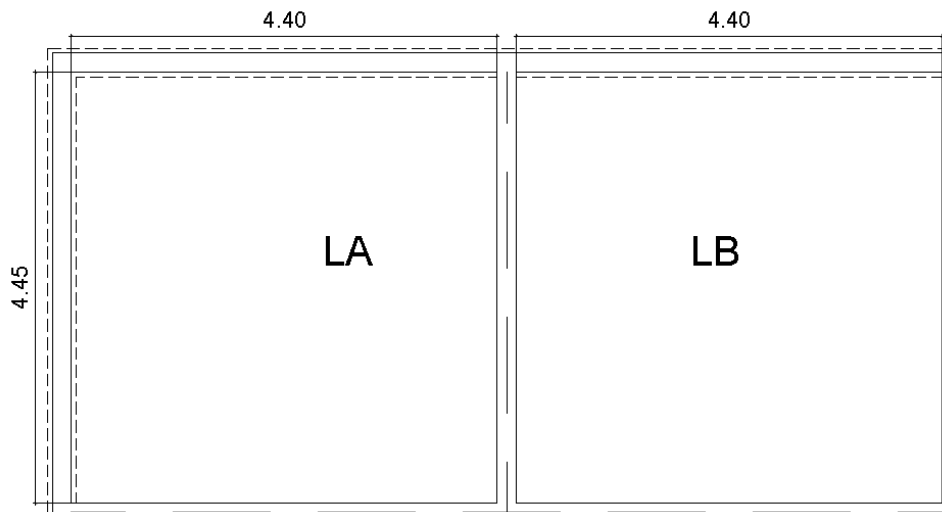
Dimensiones:

$a = 4.40 \text{ m}$, longitud de luz libre en la dirección corta

$b = 4.45 \text{ m}$, longitud de luz libre en la dirección larga

La cubierta del tanque está compuesta por una serie de 6 paneles divididos por las vigas que soportan la losa, por la continuidad o discontinuidad que tienen los paneles en sus bordes, en esta cubierta solo hay dos tipos de paneles de losa LA y LB, por lo que se diseñan solo estas secciones considerando que las demás poseen condiciones iguales.

Figura 16. Secciones de la losa



Fuente: Elaboración propia.

Relación de los lados de la losa:

De acuerdo a la relación que exista entre las longitudes de los bordes de la losa, se determina el diseño de esta. Si la longitud menor dividida en la longitud mayor excede a 0.5 se diseña en dos sentidos de lo contrario se diseña para que trabaje estructuralmente en un solo sentido.

$$\frac{a}{b} > 0.5$$

$$\frac{4.40}{4.45} = 0.99 > 0.5$$

Se diseña como losa en dos sentidos.

Espesor de losa (t):

$$t = \frac{a + b}{90}$$

$$t = \frac{4.40 + 4.45}{90} = 0.098 \text{ m}$$

Se establece espesor de losa $t = 0.10 \text{ m}$

- **Integración de cargas**

Carga muerta:

La carga muerta está compuesta por el peso propio de la losa y por el peso de los acabados.

$$C_m = \text{peso de la losa} + W_s$$

Donde:

C_m = carga muerta

W_s = sobrecarga por acabados

Peso de la losa

$$\text{Peso propio} = \gamma_c \times t$$

Donde:

$\gamma_c = 2,400 \text{ kg/m}^3$, peso del concreto

$t = 0.10 \text{ m}$, espesor de losa

$$\text{Peso propio} = 2,400 \times 0.10 = 240 \text{ kg/m}^2$$

Sobrecarga por acabados (para drenar el agua pluvial sobre la losa)

$$W_s = 100 \text{ kg/m}^2$$

Carga muerta:

$$C_m = \text{peso propio} + W_s$$

$$C_m = 240 + 100$$

$$C_m = 340 \text{ kg/m}^2$$

Carga última:

$$C_u = 1.4 C_m + 1.7 C_v$$

Donde:

C_u = carga última

$C_m = 340 \text{ kg/m}^2$, carga muerta

$C_v = 100 \text{ kg/m}^2$, carga viva

$$C_u = (1.4 \times 340) + (1.7 \times 100) = 476 + 170$$

$$C_u = 646 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de momentos.

Momento positivo $M_{(+)}$:

$$M_{(+)} = (c_{(m+)} \times C_{mu} \times l^2) + (c_{(v+)} \times C_{vu} \times l^2)$$

Donde:

$M_{(+)}$ = Momento positivo (kg-m)

$c_{(m+)}$ = coeficiente para momento positivo debido a la carga muerta

$C_{mu} = 476 \text{ kg/m}^2$, carga muerta última (kg/m²)

l = longitud de luz libre de losa (m)

$c_{(v+)}$ = coeficiente para momento positivo debido a la carga viva

$C_{vu} = 170 \text{ kg/m}^2$, carga viva última (kg/m²)

Momento negativo $M_{(-)}$ en borde discontinuo:

$$M_{(-)} = \frac{1}{3} M_{(+)}$$

Momento negativo $M_{(-)}$ en borde continuo:

$$M_{(-)} = c_{(-)} \times C_u \times l^2$$

Donde:

$M_{(-)}$ = Momento negativo en lado continuo (kg-m)

$c_{(-)}$ = coeficiente para momento negativo

C_u = carga última (kg/m²)

l = longitud de luz libre de losa (m)

Tabla XXV. **Momentos positivos en losa**

Losa	a (m)	b (m)	Lado a			Lado b		
			$c_{(m+)}$	$c_{(v+)}$	$M_{(+)} \text{ (kg-m)}$	$c_{(m+)}$	$c_{(v+)}$	$M_{(+)} \text{ (kg-m)}$
LA	4.40	4.45	0.027	0.032	354.13	0.027	0.032	362.23
LB	4.40	4.45	0.023	0.030	310.69	0.020	0.028	282.78

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XXVI. **Momentos negativos en bordes discontinuos**

Losa	a (m)	b (m)	$M_{(+)}a \text{ (kg-m)}$	$M_{(+)}b \text{ (kg-m)}$	$M_{(-)}a \text{ (kg-m)}$	$M_{(-)}b \text{ (kg-m)}$
LA	4.40	4.45	354.13	362.23	118.04	120.74
LB	4.40	4.45	310.69	282.78	---	94.26

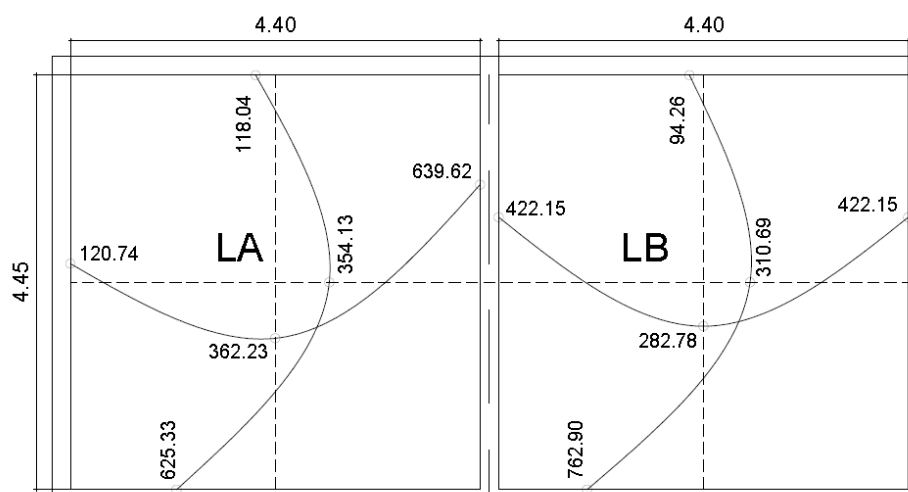
Fuente: Elaboración propia.

Tabla XXVII. **Momentos negativos en bordes continuos**

Losa	a (m)	b (m)	Cu (kg/m ²)	Lado a		Lado b	
				c ₍₋₎	M ₍₋₎ (kg-m)	c ₍₋₎	M ₍₋₎ (kg-m)
LA	4.40	4.45	646	0.050	625.33	0.050	639.62
LB	4.40	4.45	646	0.061	762.90	0.033	422.15

Fuente: Elaboración propia.

Figura 17. **Diagrama de momentos en losa**



Fuente: Elaboración propia.

Balaceo de momentos:

El balanceo se realiza en las losas que tienen un borde en común y momentos diferentes.

Si $(0.80 M_{\text{mayor}} \leq M_{\text{menor}})$ entonces $M = \frac{M_{\text{mayor}} + M_{\text{menor}}}{2}$

Si $(0.80 M_{\text{mayor}} > M_{\text{menor}})$ entonces se realiza el balanceo de momentos por medio del método de rigidez.

$M_{\text{mayor}} = 639.62 \text{ kg-m}$

$M_{\text{menor}} = 422.15 \text{ kg-m}$

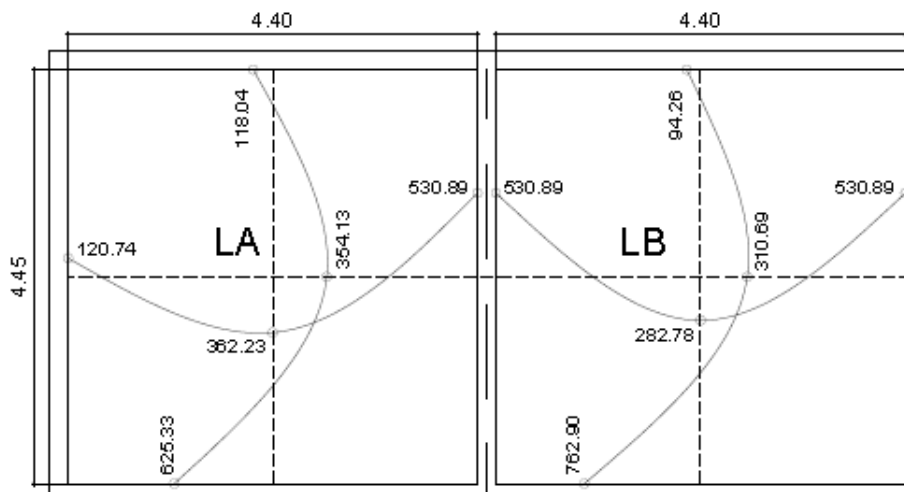
$0.80 M_{\text{mayor}} = 0.80 \times 639.62 = 511.70 \text{ kg-m} > 422.15 \text{ kg-m}$,
por lo tanto el balanceo de momento es por el método de rigidez, teniendo en común el lado b el panel LA y LB.

Tabla XXVIII. **Balanceo de momentos**

Sección LA	Sección LB
$a = 4.40 \text{ m}$	$a = 4.40 \text{ m}$
$M_{(-)}b = 639.62 \text{ kg-m}$	$M_{(-)}b = 422.15 \text{ kg-m}$
$1 / 4.40 = 0.23$	$1 / 4.40 = 0.23$
$0.23 / (0.23 + 0.23) = 0.50$	$0.23 / (0.23 + 0.23) = 0.50$
$(639.62 - 422.15) \times 0.50 = 108.74$	$(639.62 - 422.15) \times 0.50 = 108.74$
$(639.62 - 108.74) = 530.89 \text{ kg-m}$	$(422.15 + 108.74) = 530.89 \text{ kg-m}$
Momento balanceado $M_{(-)}b = 530.89 \text{ kg-m}$	

Fuente: Elaboración propia.

Figura 18. **Diagrama de momentos balanceados**



Fuente: Elaboración propia.

Acero de refuerzo:

$$d = t - \text{rec} - \phi/2$$

Donde:

d = peralte efectivo (cm)

t = 10 cm, espesor de losa

rec = 2cm, recubrimiento

$\phi = 3/8" = 0.95$ cm, diámetro de la varilla de refuerzo

$$d = 10 - 2 - \frac{0.95}{2} = 7.52 \text{ cm}$$

Acero mínimo:

Esta cantidad de acero es igual a la cuantía requerida como refuerzo de retracción y temperatura ACI 7.12.2.1.

$$A_s \text{ mín} = 0.002 \times b \times d$$

Donde:

$A_s \text{ mín}$ = Área de acero mínima (cm²)

b = 100 cm, ancho unitario de la sección de diseño

d = 7.52 cm

$$A_s \text{ mín} = 0.002 \times 100 \times 7.52 = 1.50 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del acero mínimo:

$$S = \frac{A_{sv} \times b}{A_s \text{ mín}}$$

Donde:

S = espaciamiento entre varillas

Asv = 0.71 cm², área del acero No. 3

b = 100 cm, ancho unitario

As mín = 1.50 cm², área de acero mínima

$$S = \frac{0.71 \times 100}{1.50} = 47.33 \text{ cm}$$

$$S = 47 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo del acero debe ser menor a tres veces el espesor de la losa y menor de 45 cm (ACI 10.5.4).

$$S_{\max} = 3 t$$

Donde:

S_{max} = espaciamiento máximo del acero

t = 10 cm, espesor de losa

$$S_{\max} = 3 \times 10 = 30 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 30 \text{ cm}$$

Acero mínimo que requiere el espaciamiento máximo:

$$As_{\min} = \frac{Asv \times b}{S_{\max}}$$

Donde:

As mín = Acero mínimo

Asv = 0.71 cm², área del acero No. 3

b = 100 cm, ancho unitario

S_{max} = 30 cm, espaciamiento entre varillas

$$As \text{ mín} = \frac{0.71 \times 100}{30}$$

$$As \text{ mín} = 2.37 \text{ cm}^2$$

Momento que resiste el acero mínimo:

$$M_{\text{mín}} = \phi As \text{ mín } f_y \left(d - \frac{As \text{ mín } f_y}{1.7 f'_c b} \right)$$

Donde:

$M_{\text{mín}}$ = momento que resiste el acero mínimo

ϕ = 0.90 factor de carga

$As \text{ mín}$ = 2.37 cm², área de acero mínima

d = 7.52 cm, peralte efectivo

f_y = 2,810 kg/cm², resistencia a la fluencia del acero

f'_c = 210 kg/cm², resistencia a la compresión del concreto

b = 100 cm, ancho unitario de la sección de diseño

$$M_{\text{mín}} = 0.90 \times 2.37 \times 2810 \left(7.52 - \frac{2.37 \times 2,810}{1.7 \times 210 \times 100} \right)$$

$$M_{\text{mín}} = \frac{4,3954.74}{100} = 439.55 \text{ kg-m}$$

Todos los momentos menores al que resiste el acero mínimo son cubiertos por este y para los mayores se utiliza el acero requerido por cada uno.

Acero requerido:

$$Asr = \left(b d - \sqrt{(b d)^2 - \left(\frac{Mu b}{0.003825 f_c} \right)} \right) \frac{0.85 f_c}{f_y}$$

Donde:

Asr = área de acero requerido (cm²)

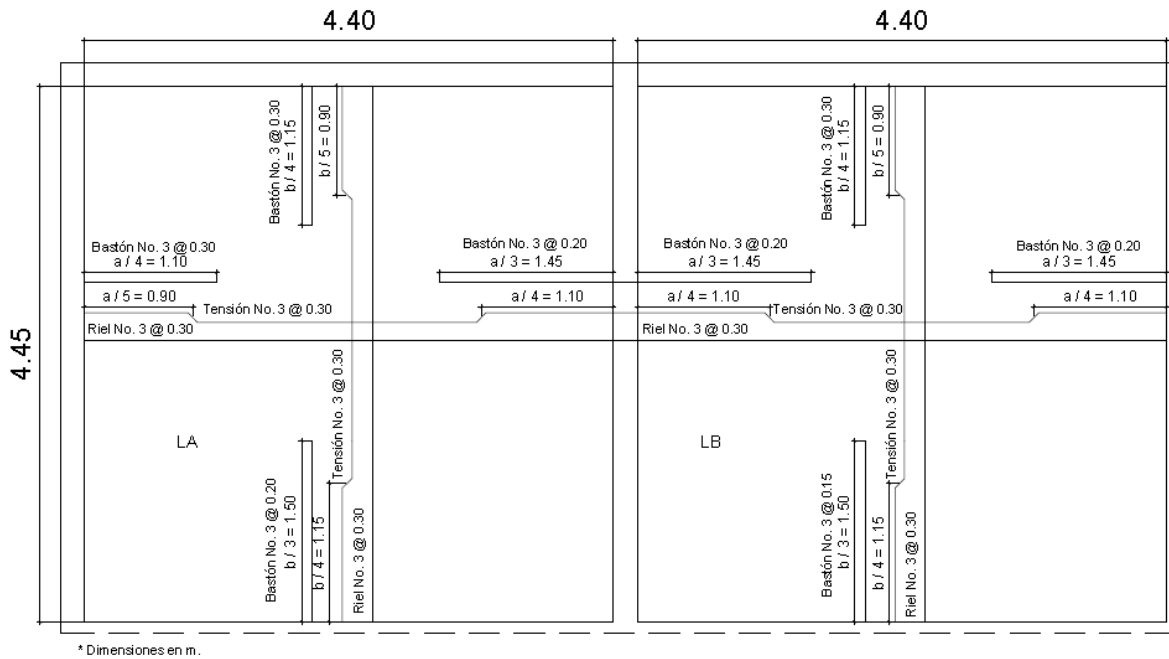
Los momentos que no cubre el acero mínimo se presentan en la tabla XXIX, con su respectiva área de acero y espaciamiento. El armado de losa se detalla en los planos respectivos, ver apéndice F.

Tabla XXIX. **Acero requerido y espaciamiento entre varillas de refuerzo**

Losa	Lado (+ / -)	Mu (kg-m)	Asv No. 3 (cm²)	Asr (cm²)	S (cm)
LA	a (-)	625.33	0.71	3.41	20.00
LA y LB	b (-)	530.89	0.71	2.88	20.00
LB	a (-)	762.90	0.71	4.20	15.00

Fuente: Elaboración propia.

Figura 19. Diagrama de armado de losa



Fuente: Elaboración propia.

- Verificación por corte**

La resistencia al cortante la debe proporcionar la sección transversal efectiva del concreto de la losa, debido a que la losa es un elemento sin refuerzo para este esfuerzo.

Cortante máximo actuante:

$$V_{\max} = \frac{C_u \times l}{2}$$

Donde:

V_{max} = fuerza cortante actuante (kg)

C_u = 646 kg/m, carga última considerando 1 m, de franja de diseño

l = 4.45 m, longitud de la losa

$$V_{max} = \frac{646 \times 4.45}{2}$$

$$V_{max} = 1,437.35 \text{ kg}$$

Resistencia nominal al cortante de acuerdo a ACI 11.2.1.1:

$$V_c = 0.45 \sqrt{f'_c} b d$$

Donde:

V_c = resistencia nominal al cortante (kg)

f'_c = 210 kg/cm², resistencia a la compresión del concreto

b = 100 cm, ancho de la franja unitaria de diseño

d = 7.52 cm, peralte efectivo

$$V_c = 0.45 \sqrt{210} \times 100 \times 7.52$$

$$V_c = 4,903.88 \text{ kg}$$

Se verifica que $V_{max} < V_c$.

3.10.3.3. Diseño de vigas

El peralte mínimo en vigas debe ser $h = l / 16$ y la base puede ser $b = h / 2$, donde l es la luz entre apoyos. Por la pequeña diferencia de longitud que tienen los dos tipos de vigas, se diseña la de mayor tamaño y se usa la misma

sección en las otras vigas. La resistencia de los materiales y las cargas de diseño son las mismas que se utilizaron en el inciso anterior.

Datos para viga V-1:

$l = 4.45$ m, longitud de la viga

$rec = 4$ cm, recubrimiento de concreto (ACI 7.7.1 (c))

Sección de viga.

Peralte (h):

$$h = 4.45 \times 100 / 16 = 27.81 \text{ cm}$$

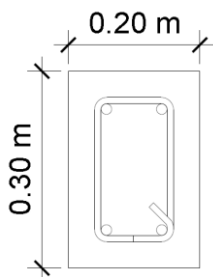
$$h = 30 \text{ cm}$$

Base (b):

$$b = 30 / 2 = 15.00 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

Figura 20. **Sección de viga**

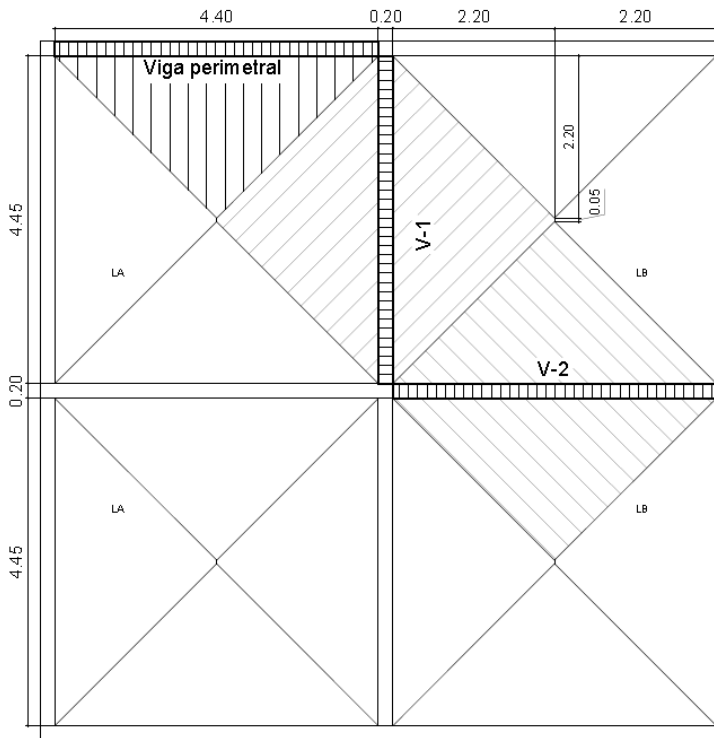


Fuente: Elaboración propia.

Integración de cargas:

La carga muerta y viva que soporta la viga se calcula por medio de áreas tributarias como se muestra en la siguiente imagen.

Figura 21. Diagrama de área tributaria para vigas



Fuente: Elaboración propia.

$$A = 2 \times \frac{0.05 + 4.45}{2} \times 2.20$$
$$A = 9.90 \text{ m}^2$$

Área para carga viva:

$$A_{cv} = 9.90 + (0.20 \times 4.45) = 10.79 \text{ m}^2$$

Carga muerta distribuida de la losa sobre viga:

$$WC_m = \frac{C_{mu} \times A}{l}$$

Donde:

$C_{mu} = 476 \text{ kg/m}^2$, carga muerta última

$A = 9.90 \text{ m}^2$, área tributaria

$l = 4.45 \text{ m}$, longitud de viga

$$WC_m = \frac{476 \times 9.90}{4.45}$$

$$WC_m = 1,058.97 \text{ kg/m}$$

Peso propio de la viga:

$$1.4 (b \times h \times \gamma_c)$$

$$1.4 (0.20 \times 0.30 \times 2,400)$$

$$\text{Peso viga} = 201.60 \text{ kg/m}$$

Carga viva:

$$WC_v = \frac{C_{vu} \times A_{cv}}{l}$$

$$WC_v = \frac{170 \times 10.79}{4.45}$$

$$WC_v = 412.20 \text{ kg/m}$$

Carga última en viga:

$$W_u = WC_m + \text{peso viga} + WC_v$$

$$W_u = 1,058.97 + 201.60 + 412.20$$

$$W_u = 1,672.77 \text{ kg/m}$$

En la tabla XXX se muestra el área tributaria, carga distribuida y cortante máximo en cada una de las vigas.

Tabla XXX **Carga distribuida y cortante en vigas**

Viga	l (m)	A (m²)	Wu (kg/m)	V max (kg)
V-1	4.45	9.90	1,672.77	3,721.91
V-2	4.40	9.68	1,656.80	3,644.96
V-P	4.40	4.84	946.20	2,081.64

Fuente: Elaboración propia.

- **Momentos y cortante máximo**
- **Momento negativo en extremo discontinuo**

$$M_i = \frac{W_u l^2}{14}$$

Donde:

M_i = momento negativo (kg-m)

W_u = 1,672.77 kg/m, carga última

l = 4.45 m, longitud de viga

$$M_i = \frac{1,672.77 \times 4.45^2}{14}$$

$$M_i = 2,366.07 \text{ kg-m}$$

- **Momento positivo**

$$M = \frac{W_u l^2}{9}$$

Donde:

M = momento positivo (kg-m)

$$M = \frac{1,672.77 \times 4.45^2}{9}$$

$$M = 3,680.56 \text{ kg-m}$$

- **Momento negativo en extremo continuo**

$$M_d = \frac{W_u l^2}{10}$$

Donde:

M_d = momento negativo (kg-m)

$$M_d = \frac{1,672.77 \times 4.45^2}{10}$$

$$M_d = 3,312.50 \text{ kg-m}$$

Cortante máximo:

$$V_{\max} = \frac{W_u l}{2}$$

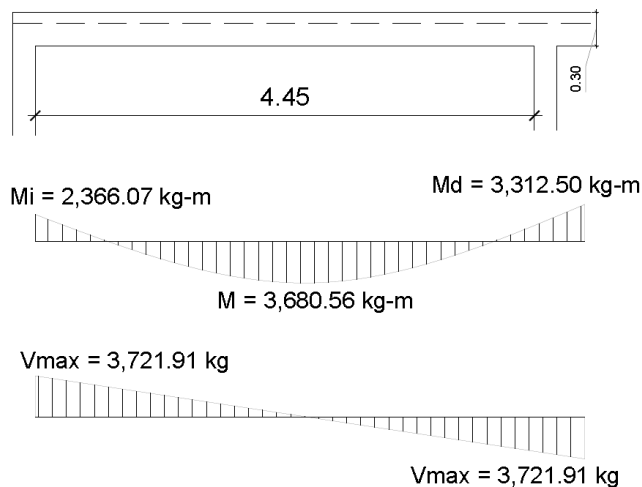
Donde:

$V_{\max}$ = fuerza cortante actuante (kg)

$$V_{\max} = \frac{1,672.77 \times 4.45}{2}$$

$$V_{\max} = 3,721.91 \text{ kg}$$

Figura 22. Diagrama de momentos y cortante de viga V-1



Fuente: Elaboración propia.

- **Refuerzo longitudinal**

El refuerzo longitudinal debe estar dentro del rango de acero mínimo y máximo que requiere la sección de viga.

Peralte efectivo:

Para determinar el peralte efectivo se propone utilizar acero de refuerzo No. 5.

$$d = h - \text{rec} - \phi/2$$

Donde:

d = peralte efectivo (cm)

h = 30 cm, peralte de viga

rec = 4 cm, recubrimiento

$\phi = 5/8" = 1.59$ cm, diámetro de la varilla de refuerzo

$$d = 30 - 4 - \frac{1.59}{2} = 25.20 \text{ cm}$$

Acero requerido:

$$Asr = \left(b d - \sqrt{(b d)^2 - \left(\frac{Mu b}{0.003825 f'c} \right)} \right) \frac{0.85 f'c}{fy}$$

Donde:

Asr = área de acero requerido (cm²)

b = 20 cm, ancho de la franja unitaria de diseño

d = 30.05 cm, peralte efectivo

Mu = momento actuante (kg-m)

fy = 2,810 kg/cm², resistencia a la fluencia del acero

f'c = 210 kg/cm², resistencia a la compresión del concreto

El acero requerido por cada momento se presenta en la tabla XXXI.

Tabla XXXI. **Área de acero requerido en viga V-1**

Momento (kg-m)		Asr (cm²)
Mi	2,366.07	3.96
M	3,680.56	6.42
Md	3,312.50	5.70

Fuente: Elaboración propia.

- **Acero mínimo**

El refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión de acuerdo a ACI 10.5.1 es:

$$A_s \text{ mín} = \frac{14 \times b \times d}{f_y}$$

Donde:

$A_s \text{ mín}$ = Área de acero mínima (cm²)

b = 20 cm

d = 25.20 cm

f_y = 2,810 kg/cm²

$$A_s \text{ mín} = \frac{14 \times 20 \times 25.20}{2,810}$$

$$A_s \text{ mín} = 2.51 \text{ cm}^2$$

- **Acero máximo**

Para su determinación se calculará la cuantía balanceada de acero de refuerzo (ρ_b)

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right)$$

Donde:

ρ_b = Cuantía balanceada de acero

β_1 = 0.85, factor para concreto con resistencia hasta 280 kg/cm² (ACI 10.2.7.3)

f'_c = 210 kg/cm², resistencia a la compresión del concreto

f_y = 2,810 kg/cm², resistencia a la fluencia del acero

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.85 \times 210}{2,810} \left(\frac{6,120}{6,120 + 2,810} \right)$$

$$\rho_b = 0.037$$

La cuantía de refuerzo máxima para zonas sísmicas corresponde a un 50% de la cuantía balanceada.

$$\rho_{\text{máx}} = 0.50 \rho_b$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.50 \times 0.037$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.0185$$

Área de acero máxima:

$$A_s \text{ máx} = \rho_{\text{máx}} \times b \times d$$

$$A_s \text{ máx} = 0.0185 \times 20 \times 25.20$$

$$A_s \text{ máx} = 9.32 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido por la sección se encuentra entre los límites mínimo y máximo.

$$A_s \text{ mín} < A_{sr} < A_s \text{ máx}$$

- **Distribución del refuerzo longitudinal**

La distribución del acero de refuerzo longitudinal, se hace de acuerdo al área requerida, por cada momento negativo y positivo.

- **Refuerzo para momento negativo**

Debe colocarse como mínimo dos varillas corridas y se toma el mayor de los siguientes valores:

$A_s \text{ mín} = \text{área de acero mínima}$

$0.33A_s M(-) = 33\%$ del área de acero para momento negativo, el mayor de los extremos de la viga M_i ó M_d .

Para el momento negativo (M_d), el área de acero requerida es 5.70 cm^2

$$A_s \text{ mín} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$0.33 \times 5.70 = 1.88 \text{ cm}^2$$

Se colocan 2 varillas corridas No. 5 ($A_{sv} = 3.96 \text{ cm}^2$) y 2 bastones No. 4 x 1.50 m ($A_{sv} = 2.53 \text{ cm}^2$), el área total que se tiene es 6.49 cm^2 .

Para el momento negativo (M_i), el área de acero requerida es 3.96 cm^2 , debido a que anteriormente se calculó que se colocan 2 varillas corridas No. 5 ($A_{sv} = 3.96 \text{ cm}^2$), con este acero se cubre el momento.

- **Refuerzo para momento positivo**

Debe colocarse como mínimo dos varillas corridas y se toma el mayor de los siguientes valores:

$A_{s\text{ mín}} = \text{área de acero mínima}$

$0.50A_s M(+)$ = 50% del área de acero para momento positivo (M).

$0.50A_s M(-)$ = 50% del área de acero para momento negativo el mayor de los extremos de la viga M_i ó M_d .

Para el momento positivo (M), el área de acero requerida es 6.42 cm^2

$A_{s\text{ mín}} = 2.51\text{ cm}^2$

$0.50 \times 6.42 = 3.21\text{ cm}^2$

$0.50 \times 5.70 = 2.85\text{ cm}^2$

Se colocan 2 varillas corridas No. 5 ($A_{sv} = 3.96\text{ cm}^2$), y 2 bastones No. 4 x 3.00 m ($A_{sv} = 2.53\text{ cm}^2$), el área total que se tiene es 6.49 cm^2 .

- **Refuerzo transversal**

El refuerzo por corte está conformado por estribos espaciados a intervalos variables o constantes en toda la longitud de la viga.

Cortante máximo actuante:

$$V_{\text{max}} = 3,721.91\text{ kg}$$

Resistencia nominal al cortante de acuerdo a ACI 11.2.1.1:

$$V_c = 0.45 \sqrt{f'_c} b d$$

Donde:

V_c = resistencia nominal al cortante (kg)

f'_c = 210 kg/cm², resistencia a la compresión del concreto

b = 20 cm, ancho de la franja unitaria de diseño

d = 25.20 cm, peralte efectivo

$$V_c = 0.45 \sqrt{210} \times 20 \times 25.20$$

$$V_c = 3,286.64 \text{ kg}$$

Cortante que debe cubrir el acero:

$$V_{As} = V_{max} - V_c$$

$$V_{As} = 3,721.91 - 3,286.64$$

$$V_{As} = 435.27 \text{ kg}$$

Separación máxima centro a centro de los estribos:

$$S_{max} = d / 2$$

$$S_{max} = 25.20 / 2$$

$$S_{max} = 12 \text{ cm}$$

Resistencia al cortante por el concreto y por acero colocado a separación máxima, Se utiliza varilla No. 3 ($A_{sv} = 0.71 \text{ cm}^2$) para estribo

$$\text{Resistencia al cortante por concreto y acero} = V_c + \frac{\phi A_{sv} f_y d}{S_{max}}$$

Donde:

$V_c = 3,286.64$ kg, resistencia al cortante del concreto

$\phi = 0.85$, coeficiente de reducción de resistencia para cortante

$A_{sv} = 2 \times 0.71 = 1.42$ cm², área de la varilla del estribo

$f_y = 2,810$ kg/cm², resistencia a la fluencia del acero

$d = 25.20$ cm, peralte efectivo

$S_{max} = 12$ cm, separación máxima de estribos

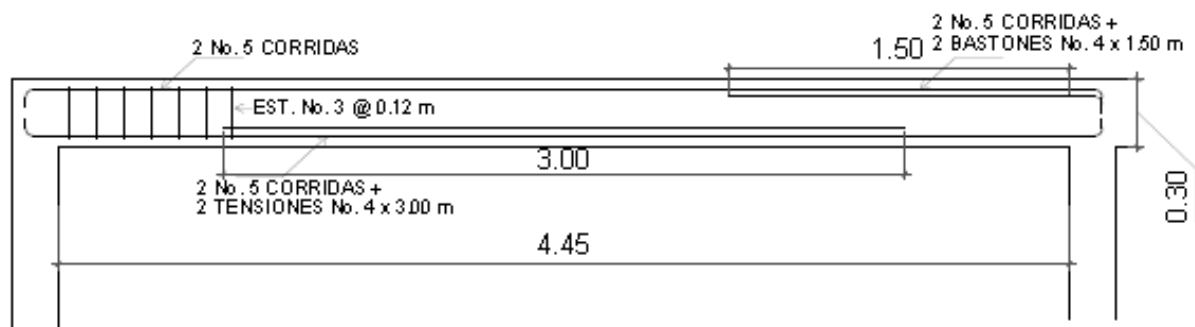
Resistencia al cortante por concreto y acero = $3,286.64 +$

$$\frac{0.85 \times 1.42 \times 2,810 \times 25.205}{12}$$

$$= 10,409.15 \text{ kg}$$

El cortante actuante es menor que el cortante resistente, se verifica que $V_{max} < \text{resistencia al cortante por concreto y acero}$. Se colocaran estribos No. 3 @ 12 cm.

Figura 23. Armado de viga V-1



Fuente: Elaboración propia.

La viga V-2 se arma igual que la V-1, mientras que la V-P tiene la misma sección que la anterior y el refuerzo es con 4 varillas No. 5 corridas y estribo No. 3 @ 0.12 m.

3.10.3.4. Diseño del muro

El tanque es semienterrado y la condición crítica, se produce cuando el tanque está completamente lleno, el muro será de mampostería de piedra; este transmite las cargas de la losa superior hacia el suelo y además funciona como muro de contención del suelo de relleno en un lado y por el otro contiene el agua.

Su estructura es un muro de gravedad con sección variable de mampostería de piedra, para el análisis y diseño de este, se verifica el volteo, deslizamiento y asentamiento también conocido como falla por capacidad de carga. Las características y propiedades del suelo se toman como parámetros estándares para el tipo de suelo observado en el lugar.

- **Materiales del muro**

$f'_c = 176 \text{ kg/cm}^2$ (2,500 PSI), resistencia a la compresión del concreto

$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$, peso específico de la mampostería de piedra

- **Suelo de cimentación y relleno**

A falta de un estudio de suelos en el sitio donde se construirá el tanque, se realizó únicamente una inspección visual del terreno; es conveniente que a la hora de ejecutar la obra se realice un sondeo para obtener las características mecánicas del suelo; para este diseño se asumen los siguientes parámetros:

$\gamma_s = 1500 \text{ kg/m}^3$, peso específico del suelo

$\theta = 25^\circ$, ángulo de fricción interna

$V_s = 15,000 \text{ kg/m}^2$, capacidad de carga del suelo

$\mu = 0.50$, Coeficiente de fricción entre suelo y concreto

- **Condición de sitio**

Drenar aguas de lluvia, para evitar sobrecarga por licuefacción en el suelo de relleno.

[illegible]

El momento actuante y resistente se calcula con respecto al punto O, que es la punta del muro; la losa y viga transfieren una carga puntual en la corona del muro, ésta se toma de acuerdo a la tabla XXX.

$$P1 = V_{max} = 3,721.91 \text{ kg}$$

Carga transmitida por la viga perimetral de 4.40 m de longitud.

Carga última en viga:

$$W_u = 946.20 \text{ kg/m}$$

Esta se toma como carga puntual en un metro de muro.

$$P_2 = W_u \times 1$$

$$P_2 = 946.20 \text{ kg}$$

Carga puntual:

$$P = P_1 + P_2$$

$$P = 3,721.91 + 946.20$$

$$P = 4,668.11 \text{ kg}$$

Tabla XXXII. **Peso y momento estabilizador, muro del tanque**

Unidad	Vol (m³)	γ (kg/m³)	P (kg)	Brazo (m)	M (kg.m)
1	0.45	2,400	1,080.00	0.75	810.00
2	0.84	2,400	2,016.00	0.50	1,008.00
3	0.84	2,400	2,016.00	0.85	1,713.60
4	0.15	2,400	360.00	1.25	450.00
5	1.20	1,000	1,200.00	1.25	1,500.00
6	0.15	1,500	217.50	0.05	10.88
7	0.23	1,500	337.90	0.20	68.79
P	--	--	4,668.11	0.85	3,967.89
Pt			11,895.51	Mm	9,529.16

Fuente: Elaboración propia.

Empuje activo:

El empuje activo lo produce el agua cuando alcanza su máxima altura en el tanque de almacenamiento.

$$E_a = 0.5 \times \gamma_a \times H^2 \times l$$

Donde:

E_a = empuje del agua

$\gamma_a = 1,000 \text{ kg/m}^3$, peso específico del agua

$H = 2.40 \text{ m}$, altura que podría alcanzar el nivel del agua

$l = 1 \text{ m}$, longitud de diseño del muro

$$E_a = 0.5 \times 1,000 \times 2.40^2 \times 1$$

$$E_a = 2,880.00 \text{ kg}$$

Empuje pasivo:

El empuje del suelo se obtiene usando la teoría de Rankine.

$$E_p = 0.5 \times k_p \times \gamma_s \times h^2 \times l$$

Donde:

E_p = empuje del suelo (kg)

k_p = coeficiente pasivo de presión del suelo

$\gamma_s = 1,500 \text{ kg/m}^3$, peso específico del suelo

$h = 1.75 \text{ m}$, altura del relleno

$l = 1 \text{ m}$, longitud de diseño del muro

$$k_p = \frac{1 + \operatorname{seno}\theta}{1 - \operatorname{seno}\theta}$$

Donde:

$$\theta = 25^\circ$$

$$k_p = \frac{1 + \operatorname{seno}25^\circ}{1 - \operatorname{seno}25^\circ} = 2.46$$

$$E_p = 0.5 \times 2.46 \times 1,500 \times 1.75^2 \times 1$$

$$E_p = 5,650.31 \text{ kg}$$

Momento actuante (M_A):

$$M_A = H' E_a$$

$$H' = \frac{H}{3} + 0.60$$

$$H' = \frac{2.40}{3} + 0.60$$

$$H' = 1.43 \text{ m}$$

Donde:

$H' = 1.40 \text{ m}$, distancia a la que se aplica la fuerza actuante respecto al punto O

$E_a = 2,880.00 \text{ kg}$, empuje del agua

$$M_A = 1.40 \times 2,880.00$$

$$M_A = 4,032.00 \text{ kg-m}$$

Momento resistente (M_R):

$$M_R = \frac{h}{3} E_p + M_m$$

Donde:

$h = 1.75$ m, altura del relleno

$E_p = 5,650.31$ kg, empuje pasivo

$M_m = 9,529.16$ kg-m, momento producido por el muro

$$M_R = \frac{1.75}{3} \times 5,650.31 + 9,529.16$$

$$M_R = 12,825.17 \text{ kg-m}$$

- **Revisión por volteo**

El volteo del muro es producido por la fuerza horizontal del empuje activo del agua. El factor de seguridad de estabilidad contra volteo se toma como 1.50.

$$\frac{M_R}{M_A} \geq 1.50$$

$$\frac{12,825.17}{4,032.00} = 3.18 \geq 1.50$$

- **Revisión por deslizamiento**

El empuje pasivo y la fuerza de fricción contrarrestan el empuje por deslizamiento, constituyendo de esta manera la fuerza resistente.

$$F_R = E_p + f$$

$$f = \mu P_t$$

Donde:

F_R = Fuerza resistente

E_p = 5,650.31 kg, empuje pasivo

$f = \mu P_t$, fuerza de fricción

$\mu = 0.5$, coeficiente de rozamiento entre suelo y concreto

$P_t = 11,895.51$ kg, peso total que el muro transfiere al suelo

$$f = 0.50 \times 11,895.51$$

$$f = 5,947.76 \text{ kg}$$

$$F_R = 5,650.31 + 5,947.76$$

$$F_R = 11,598.07 \text{ kg}$$

La fuerza actuante está compuesta por el empuje activo del agua:

$$F_A = E_a$$

$$E_a = 2,880.00 \text{ kg}$$

Se utiliza un factor de seguridad de 1.50 de estabilidad contra deslizamiento:

$$\frac{F_R}{F_A} \geq 1.5$$

$$\frac{11,598.07}{2,880.00} = 4.03 \geq 1.5$$

- **Revisión de la falla por capacidad de carga**

La carga total transferida al suelo debe ser menor que el valor soporte del suelo, las presiones máximas y mínimas ocurren en los extremos de la sección en contacto con el suelo.

Excentricidad de la fuerza resultante (e):

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_A}{P_t}$$

B = 1.50 m, base del muro

$$e = \frac{1.50}{2} - \frac{12,825.17 - 4,032.00}{11,895.51}$$

$$e = 0.01 \text{ m}$$

$$B / 6 = 1.50 / 6 = 0.25$$

$$e < B / 6$$

No existe ningún esfuerzo de tensión del suelo en el extremo de la sección del talón del muro.

La carga máxima y mínima que actúan sobre la superficie del suelo se define como:

$$q_{\max, \min} = \frac{P_t}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

l = 1.00 m

$$q_{\max, \min} = \frac{11,895.51}{1.50 \times 1.00} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.01}{1.50} \right)$$

$$q_{\max} = 8,247.55 \text{ kg}$$

$$q_{\min} = 7,613.13 \text{ kg}$$

La carga máxima es menor que el valor soporte del suelo y la mínima es mayor que cero, se establece que estructuralmente el muro funciona de manera adecuada.

Para drenar el agua de lluvia, se debe dejar una pendiente mínima de 2% y evitar licuefacción en el suelo de relleno o alejar la contaminación del tanque en invierno.

3.10.3.5. Diseño de columna C -1

La columna, es la que recibe las cargas de las vigas V - 1 y V - 2 y las transmite a la zapata y esta al suelo. Se diseña como columna corta de concreto reforzado cargada concéntricamente.

Sección = 0.20 m x 0.20 m

Altura = 2.50 + 0.30 = 2.80 m

Carga axial (P) = carga vertical transmitida por las vigas V-1 y V-2, se toma de acuerdo a la tabla XXX.

$$P = 2 (P1 + P2)$$

Carga de V-1:

$$P1 = 3,721.91 \text{ kg}$$

Carga de V-2:

$$P2 = 3644.96 \text{ kg}$$

$$P = 2 (P1 + P2)$$

$$P = 2 (3,721.91 + 3644.96)$$

$$P = 14,733.74 \text{ kg}$$

Peso propio:

$$0.20 \times 0.20 \times 2.80 \times 2400 = 268.80 \text{ kg}$$

Carga última:

$$Pu = (1.4 \times 283.20) + 14,733.74$$

$$Pu = 15,130.22 \text{ kg}$$

La capacidad de carga de la columna, se determina de acuerdo a las indicaciones del ACI 10.3.6.2, se hace uso de esta expresión porque no hay un momento actuante.

$$\phi P_{n \text{ (max)}} = 0.80 \phi [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_s]$$

Donde:

$\phi P_{n \text{ (max)}}$ = resistencia axial de diseño

$\phi = 0.70$ factor de reducción de resistencia para columnas con estribos

$A_g = 20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2$, área transversal de la columna

A_s = área del refuerzo de acero

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, resistencia a la compresión del concreto

$f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$, resistencia a la fluencia del acero

Se utiliza el 1% del área transversal de la columna para refuerzo longitudinal.

$$400 \times 0.01 = 4 \text{ cm}^2$$

Usando 4 No. 4 (5.07 cm²)

$$\phi P_{n(\max)} = 0.80 \times 0.70 [0.85 \times 210(400 - 5.07) + 2,810 \times 5.07]$$

$$\phi P_{n(\max)} = 47,451.04 \text{ kg}$$

La carga axial que resiste la columna es mucho mayor que la carga actuante.

Diseño de los estribos (utilizando barras No. 3):

El espaciamiento vertical de los estribos, debe ser menor de 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de barra de los estribos, o la menor dimensión de la sección de la columna (ACI 7.10.5.2).

$$16 \times (4 / 8) \times 2.54 = 20.32 \text{ cm}$$

$$48 \times (2 / 8) \times 2.54 = 30.48 \text{ cm}$$

Lado menor = 20 cm

Utilizar estribos No. 3 @ 20 cm.

3.10.3.6. Diseño de la zapata Z -1

Se diseña como zapata aislada concéntrica, la carga última que recibe de la columna es $P_u = 15,130.22 \text{ kg}$ y se utiliza factor de carga última $F_{cu} = 1.50$.

Resistencia de los materiales:

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

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

Valor soporte del suelo:

$$V_s = 15,000 \text{ kg/m}^2$$

Para determinar el área se utiliza la carga de servicio la cual es:

$$P = \frac{P_u}{F_{cu}}$$

$$P = \frac{15,130.22}{1.50} = 10,086.81 \text{ kg}$$

Estimación del área:

$$A = \frac{1.5 P}{V_s}$$

$$A = \frac{1.5 (10,086.81)}{15000} = 1.01 \text{ m}^2$$

Se define que sea cuadrada, el espesor se asume y luego se verifica si resiste el corte simple y por punzonamiento, las dimensiones de la zapata son las siguientes:

B = 1.10 m, ancho

l = 1.10 m, largo

t = 0.30 m, espesor

Chequeo de presión sobre el suelo:

Se considera la carga de trabajo, el peso de la losa de piso, peso propio y el que se generada por el agua cuando el tanque se encuentra lleno.

Carga de servicio:

$$P = 10,086.81 \text{ kg}$$

Peso de la losa de piso:

$$((1.10 \times 1.10) - (0.20 \times 0.20)) \times 0.30 \times 2,400 = 842.40 \text{ kg}$$

Peso propio:

$$1.10 \times 1.10 \times 0.30 \times 2,400 = 871.20 \text{ kg}$$

Peso del agua:

$$((1.10 \times 1.10) - (0.20 \times 0.20)) \times 2.50 \times 1,000 = 2,925.00 \text{ kg}$$

Peso total:

$$P_t = P + \text{Peso de losa de piso} + \text{peso propio} + \text{peso del agua}$$

$$P_t = 10,086.81 + 842.40 + 871.20 + 2,925.00$$

$$P_t = 14,725.41 \text{ kg}$$

Carga máxima sobre el suelo:

$$\frac{P_t}{A}$$

$$\frac{14,725.41}{1.21} = 12,169.76 \text{ kg/m}^2$$

La carga máxima que la zapata transfiere al suelo, es menor que el valor soporte.

La presión última de diseño es:

$$q_{du} = \text{Carga máxima sobre suelo} \times F_{cu}$$

$$q_{du} = 12,169.76 \times 1.50$$

$$q_{du} = 18,254.64 \text{ kg/m}^2$$

El espesor debe resistir el corte simple y el corte por punzonamiento producido por la columna y la carga actuante.

- **Chequeo por corte simple**

Peralte efectivo de la zapata:

rec = 0.075 m, recubrimiento

$\phi = \frac{1}{2}'' = 0.0127 \text{ m}$, diámetro del acero de refuerzo

t = 0.30 m, espesor

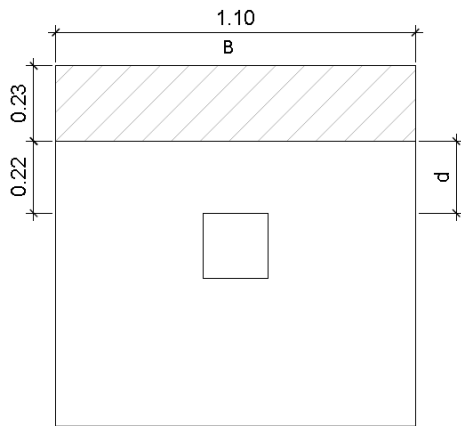
Peralte efectivo:

$$d = t - \text{rec} - \phi / 2$$

$$d = 0.30 - 0.075 - (0.0127 / 2)$$

$$d = 0.22 \text{ m}$$

Figura 25. Área para corte simple en zapata



Fuente: Elaboración propia.

Área de corte simple:

$$A_c = 0.23 \times 1.10 = 0.25 \text{ m}^2$$

Corte actuante:

$$V_a = A_c \times q_{du}$$

$$V_a = 0.25 \times 18,254.64$$

$$V_a = 4,563.66 \text{ kg}$$

Corte simple resistente:

$$V_R = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{F'_c} \times B \times d$$

Donde:

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

$$B = 110 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

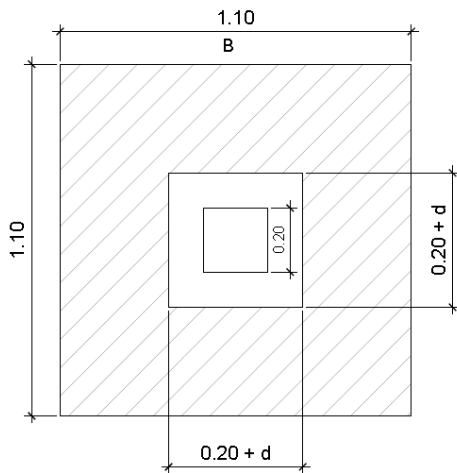
$$VR = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 110 \times 22$$

$$VR = 15,798.64 \text{ kg}$$

El espesor de la zapata resiste el corte simple.

- **Chequeo por corte punzonante**

Figura 26. Área de punzonamiento en zapata



Fuente: Elaboración propia.

Corte punzonante actuante:

$$Va = A_p \times q_{du}$$

$$A_p = 1.10^2 - (0.20 + 0.22)^2$$

$$A_p = 1.03 \text{ m}^2$$

Donde:

$A_p = 1.03 \text{ m}^2$, área de punzonamiento

$q_{du} = 18,254.64 \text{ kg/m}^2$

$$Va = 1.03 \times 18,254.64$$

$$Va = 18,802.28 \text{ kg}$$

Corte punzonante resistente:

$$VR = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$b_o = 4(20 + d)$$

$$b_o = 4(20 + 22)$$

$$b_o = 168 \text{ cm}$$

Donde:

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

$$d = 22 \text{ cm}$$

$b_o = 168 \text{ cm}$, perímetro de la sección crítica de punzonamiento

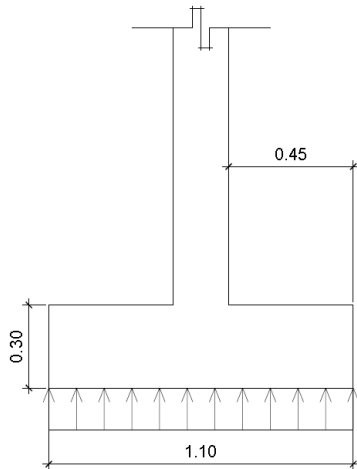
$$VR = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 168 \times 22$$

$$VR = 48,257.68 \text{ kg}$$

El corte punzonante actuante es menor que el corte punzonante resistente.

- **Diseño del refuerzo por flexión**

Figura 27. **Carga flexionante en la zapata**



Fuente: Elaboración propia.

Momento último actuante:

$$M_u = W l^2 / 2$$

$$W = 18,254.64 \times 1 = 18,254.64 \text{ kg/m}$$

Donde:

$W = 18,254.64 \text{ kg/m}$, carga uniformemente distribuida

$l = 0.45 \text{ m}$

$$M_u = \frac{18,254.64 \times 0.45^2}{2}$$

$$M_u = 1,848.28 \text{ kg-m}$$

Acero requerido:

$$A_{sr} = \left(b d - \sqrt{(b d)^2 - \left(\frac{M_u b}{0.003825 f_c} \right)} \right) \frac{0.85 f_c}{f_y}$$

Donde:

A_{sr} = área de acero requerido (cm^2)

b = 100 cm, ancho de la franja unitaria de diseño

d = 22 cm, peralte efectivo

M_u = 1,848.28 kg-m, momento actuante

f_y = 2810 kg/ cm^2 , resistencia a la fluencia del acero

f'_c = 210 kg/ cm^2 , resistencia a la compresión del concreto

$$A_{sr} = 3.36 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

$$A_{s \text{ mín}} = 0.002 \times b \times d$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.002 \times 100 \times 22$$

$$A_{s \text{ mín}} = 4.40 \text{ cm}^2$$

Al ser mayor el acero mínimo que el requerido, se utiliza el primero para reforzar la zapata y el espaciamiento entre barras se determina a continuación.

$$\text{Área de la barra No. 4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$S = 1.27 \times 100 / 4.40$$

$$S = 28.86 \text{ cm}$$

El refuerzo de la zapata es con barras de acero No. 4 grado 40 (40000 PSI) @ 0.25 m, en ambos sentidos.

3.10.4. Obras hidráulicas o de arte

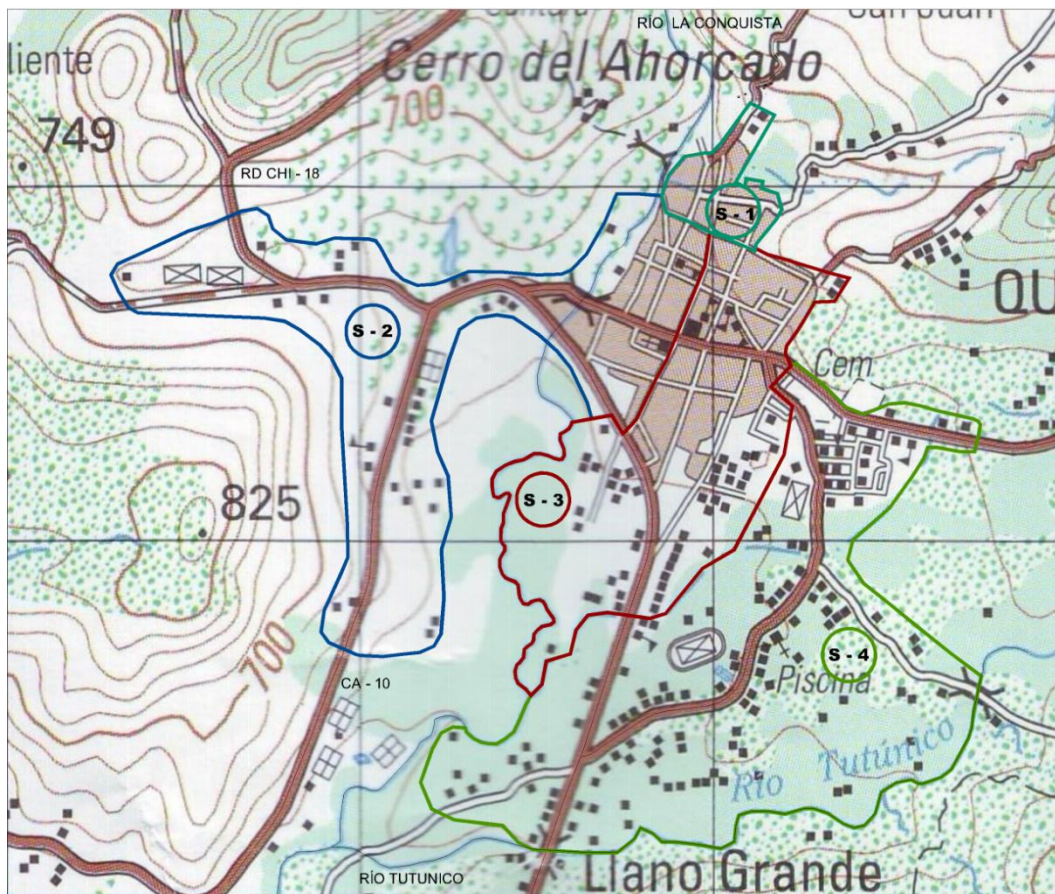
Es el conjunto de obras que se construyen, para la captación, conducción y distribución del agua. En esta sección se describen las siguientes estructuras: caja distribuidora de caudales, caja rompe presión, paso de zanjón y caja de válvulas.

3.10.4.1. Caja distribuidora de caudales

La caja distribuidora de caudales es utilizada para dividir el caudal en dos o más partes, dependiendo del número de sectores a servir.

Para este proyecto la distribución del caudal será en cuatro partes, correspondientes a la misma cantidad de tanques de almacenamiento y se divide de acuerdo al caudal que requiere cada uno, cada tanque abastecerá a un sector específico, los sectores propuestos se presentan en la siguiente imagen los cuales pueden ser modificados cuando se realice un estudio o diseño de la red de distribución.

Figura 28. Sectores de distribución de caudal



Fuente: Elaboración propia, utilizando mapa topográfico del -IGN- escala 1:50,000.

La distribución de caudales, se realiza a partir de la línea de conducción donde se ubica la caja distribuidora, en donde se divide el caudal para cada tanque. La caja posee cámaras divididas por una pantalla de concreto, en la que se instalan los vertederos.

El caudal a distribuir es el caudal de conducción que llega a la caja distribuidora y este se divide proporcionalmente al caudal de cada sector.

Distribución de caudales:

$$\frac{Q1}{\text{Vol tanque 1}} = \frac{Qmd}{\text{Vol}}$$

Donde:

Q1 = Caudal a distribuir para el tanque uno (Ta1)

Vol tanque 1 = 90 m³, volumen

Qmd = 34.09 l/s, Caudal de conducción

Vol = 860 m³, volumen total de almacenamiento

$$Q1 = \text{Vol tanque 1} \times \frac{Qmd}{\text{Vol}}$$

$$Q1 = 90 \times \frac{34.09}{860}$$

$$Q1 = 3.57 \text{ L/s}$$

Tabla XXXIII. **Distribución de caudales en tanques de almacenamiento**

Tanque No.	Volumen (m³)	Caudal (L/s)
1	90	3.57
2	240	9.51
3	260	10.31
4	270	10.70
Total	860	34.09

Fuente: Elaboración propia.

- **Vertederos**

Las dimensiones de los vertederos se calculan proporcionalmente al caudal que pasará por cada uno de ellos.

$$\frac{b_1}{Q_1} = \frac{b_2}{Q_2}$$

Donde:

$b_1 = 15$ cm, longitud establecida para el vertedero uno (v_1)

$Q_1 = 3.57$ L/s, caudal a distribuir al tanque 1

$b_2 =$ ancho del vertedero v_2

$Q_2 = 9.51$ L/s, caudal a distribuir al tanque 2

$$b_2 = Q_2 \times \frac{b_1}{Q_1}$$

$$b_2 = 9.51 \times \frac{15}{3.57}$$

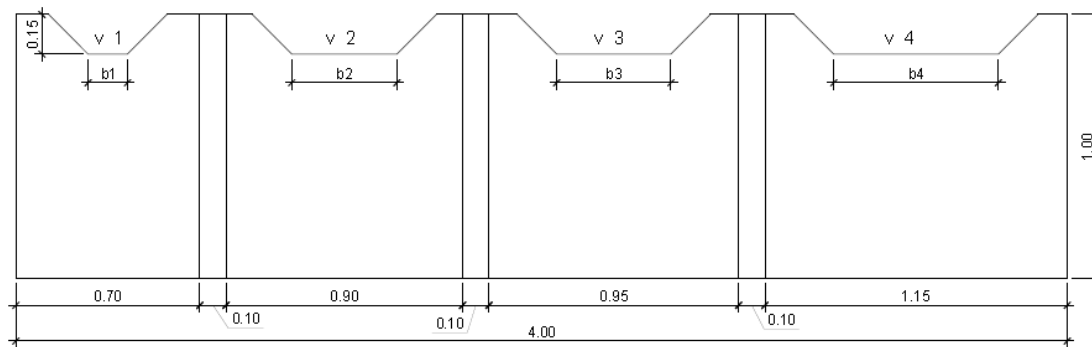
$$b_2 = 40 \text{ cm}$$

Tabla XXXIV. **Dimensiones de vertederos**

Tanque No.	Volumen (m ³)	Caudal (L/s)	Vertedero (cm), b
1	90	3.57	15.00
2	240	9.51	40.00
3	260	10.31	43.30
4	270	10.70	45.00

Fuente: Elaboración propia.

Figura 29. Vertederos para distribución de caudales



Fuente: Elaboración propia.

3.10.4.2. Caja rompe presión

Las cajas rompe presión se usan para que la presión máxima estática no exceda la presión de trabajo de la tubería.

La ubicación de cajas rompe presión será a un costado de los tanques de almacenamiento tres y cuatro, su uso será cuando se habilite la tubería de paso directo (bypass) ya sea por limpieza, mantenimiento o reparación de alguno de estos tanques.

La cota de ubicación de cada caja será la misma de cada uno de los tanques que se les haya instalado bypass, de esta manera la red de distribución no tendrá sobrecargas mayores a 60 m.c.a. en la tubería y accesorios de las conexiones domiciliarias. El diseño y detalles se encuentran en los planos del apéndice F.

Los accesorios y condiciones que debe tener la caja rompe presión son:

- Debe estar constituida por dos cámaras separadas por una pantalla la cual permite la disipación de energía.
- En la entrada debe instalarse una válvula de compuerta para interrumpir el flujo del caudal y este deba pasar directamente al tanque de almacenamiento.
- Instalar válvula a la salida y otra de limpieza con su respectiva caja, además debe tener una tubería de rebalse.

3.10.4.3. Paso de zanjón

El uso de paso de zanjón se hace cuando hay que atravesar un río o existe una depresión en el terreno y pasa por ella una corriente de agua (generalmente solo en época de invierno).

El paso de zanjón consiste de tubería aérea instalada sobre estructuras de concreto ciclópeo y/o reforzado, la tubería debe ser de hierro galvanizado y el diámetro es el mismo que el de la tubería PVC en ese punto de la línea de conducción (ver apéndice F).

3.10.4.4. Caja de válvulas

Estas estructuras sirven para proteger los distintos tipos de válvulas que se instalan en la línea de conducción, en la red de distribución o en tanques de almacenamiento.

Para este proyecto se construyen de mampostería de piedra, siendo su tamaño condicionado por el diámetro de la tubería en la que se instala cada válvula, las tapaderas se construyen de concreto reforzado, para garantizar la seguridad contra la manipulación de válvulas por personas no autorizadas, las cajas deben estar provistas de candados para intemperie. Los detalles se presentan en los planos del apéndice F.

3.10.4.5. Válvulas

“Una válvula es un aparato mecánico con el cual se puede iniciar, detener o regular la circulación (paso) de fluidos mediante una pieza movable que abre, cierra u obstruye en forma parcial uno o más orificios o conductos” (Aguilar, 2007, p. 148).

Las válvulas se utilizan en obras de captación, línea de conducción y red de distribución.

3.10.4.5.1. Válvula de compuerta

Este tipo de válvula se utiliza totalmente cerrada o abierta, no deben utilizarse para regular el flujo.

Según Aguilar (2007), las válvulas de compuerta pueden ser de hierro fundido, de bronce o de plástico. Las primeras se emplean principalmente para diámetros de 6" en adelante; las de bronce son más económicas que las de hierro fundido de 4" de diámetro o menos, las de plástico se emplean en los equipos dosificadores de solución de hipoclorito de calcio (p. 153).

Se emplea válvulas de hierro fundido en la captación, línea de conducción y en la salida de los tanques de almacenamiento, las demás se usan de bronce.

3.10.4.5.2. Válvula de aire

Aguilar (2007)

El aire que queda atrapado dentro de la tubería, tiende a depositarse en los puntos altos del perfil de la tubería, la cantidad de aire puede ser tanta que puede llegar a impedir completamente la circulación del agua.

Las válvulas de aire, permiten tanto el ingreso como la salida de éste, el acceso de aire se produce cuando se inicia bruscamente la salida del agua, como en el caso de una ruptura, de no contarse con una válvula de aire, pueden producirse presiones negativas dentro de la misma y se puede llegar a romper la tubería si es de PVC, o a colapsarse si es de acero (p. 148).

El diámetro de las válvulas de aire a usar en la línea de conducción que se ha diseñado es de 1", se deben instalar de acuerdo a las recomendaciones del fabricante.

3.10.4.5.3. Válvula de limpieza

Aguilar (2007)

Estas válvulas sirven para extraer de la tubería la arena o cualquier tipo de material que haya ingresado, la cual tiende a depositarse en los puntos más bajos del perfil. Como válvula de limpieza se emplea una de compuerta, de diámetro igual al de la tubería que sirve, pero nunca puede ser menor de 2" (p. 149).

Para realizar limpieza en la tubería de conducción de este proyecto se utiliza válvulas de compuerta de 4" de diámetro.

3.11. Sistema de desinfección

Organización Panamericana de la Salud (2007)

La desinfección es el último proceso y uno de los más importantes en el tratamiento de agua destinada al consumo humano. Es la única forma de garantizar la eliminación de microorganismos patógenos en el agua que puedan dañar la salud de las personas (p. 5).

3.11.1. Métodos de desinfección

Organización Panamericana de la Salud (2007)

Los desinfectantes y el equipo de desinfección se deben seleccionar de modo que satisfagan, en lo posible las condiciones específicas de la aplicación a que se destinen, teniendo en cuenta todos los factores que influyen en la fiabilidad, continuidad y eficacia. Los principales métodos se presentan en la tabla XXXV.

Tabla XXXV. **Métodos de desinfección del agua**

Físicos		Químicos	
Ultrafiltración Ultrasonido Ósmosis inversa Electroforético Ebullición Congelación		Gas	
		Hipoclorito	o Sodio o Calcio
		Dióxido de cloro Cloraminas	
		Permanganato de potasio Yodo Bromo Ozono Peróxido de hidrógeno Plata	
Radiación ionizante	o Gamma o Ultravioleta		

Fuente: Organización panamericana de la salud. 2007. Guía para la selección de sistema de desinfección. P. 6.

Las características que deben tener los métodos de desinfección son los siguientes:

- Rápido y efectivo
- Fácilmente soluble en agua en las concentraciones requeridas y capaz de proveer una acción residual.
- Que no afecte el sabor, olor o color del agua.
- Fácil de manipular, transportar, aplicar y controlar

La importancia de la desinfección radica en eliminar los microorganismos patógenos presentes en el agua.

Para proporcionar un abastecimiento continuo de agua segura para consumo humano, deben seguirse algunas normas simples que permitan garantizar su buena calidad microbiológica. Entre ellas, la OMS considera prioritarias las siguientes:

- Utilizar un recurso hídrico de la mejor calidad posible.

- Emplear todos los medios disponibles para proteger las captaciones.
- Garantizar en forma permanente la desinfección del agua.

La protección de la población frente a enfermedades de origen hídrico depende de la aplicación y del cumplimiento de dichas normas (pp. 6 -7).

Organización Mundial de la Salud (2006)

La desinfección por cloración puede realizarse mediante gas cloro licuado, solución de hipoclorito sódico o gránulos de hipoclorito cálcico, y mediante generadores de cloro in situ. El gas cloro licuado se suministra comprimido en recipientes a presión. Un clorador extrae el gas del cilindro y lo añade al agua de forma dosificada, simultáneamente controlando y midiendo el caudal de gas (p. 147).

Es a través de gas cloro que se realiza la desinfección del agua para el proyecto en estudio, siendo utilizado el mismo para poblaciones mayores a 5,000 habitantes o grandes ciudades.

- **Dosis de cloro a inyectar**

Portillo (2013)

La determinación de la dosis a inyectar está en función del caudal, la demanda de cloro y el residual requerido para poder estar en los parámetros que marca la norma guatemalteca.

El cloro, además de reaccionar con microorganismos, también lo hace con: materia orgánica, hierro y manganeso. Por estos parámetros y para tener un nivel residual que indica la norma, la cantidad de cloro a inyectar es bastante superior al residual. Por este motivo es importante determinar la demanda de cloro, es decir, la cantidad que se consume hasta la aparición del residual. Por lo tanto, la demanda es la diferencia existente entre la cantidad aplicada al agua y la de cloro disponible libre (p. 59).

De acuerdo a la norma COGUANOR NTG 29001, el límite máximo aceptable de cloro residual libre es de 0.5 mg/L, donde El Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, será el ente encargado de indicar los límites mínimos y máximos de cloro residual libre según sea necesario o en caso de emergencia. Para estimar la cantidad de cloro a inyectar, se utiliza el caudal de conducción, pero al estar construida la línea de conducción puede aforarse el sistema para establecer con precisión el caudal a tratar.

$$\text{Dosis de cloro a inyectar} = \text{Dosis requerida} \times Q \times 86,400$$

Donde:

$$\text{Dosis requerida} = (0.5 + 1) \text{ mg/L, (cloro residual más demanda)}$$

$$\text{Dosis requerida} = 1.5 \text{ mg/L} = 1.5 \times 10^{-6} \text{ kg/L}$$

$$Q = 34.09 \text{ L/s, Caudal de conducción}$$

$$\text{Dosis de cloro a inyectar} = (1.5 \times 10^{-6}) \times 34.09 \times 86,400$$

$$\text{Dosis de cloro a inyectar} = 4.42 \text{ kg/día}$$

Cantidad de cloro por mes = $4.42 \times 30 = 132.60$ kg / mes

Cantidad de cilindros de 68 kg = $132.60 / 68 = 2$ cilindros

El tiempo de contacto se considera que es en 30 minutos, en este tiempo el agua está debidamente desinfectada para poder ser distribuida en la red, sin embargo se requiere un estricto control y toma de muestras para establecer la calidad del agua. La inyección del desinfectante se realiza mediante un equipo dosificador de gas cloro.

Para la seguridad del personal encargado de la operación y mantenimiento del sistema, se debe tener equipo de protección y herramientas adecuadas para el trabajo a realizar. El mantenimiento de los equipos de cloración debe efectuarse de acuerdo con las recomendaciones del fabricante.

Antes de poner en funcionamiento el sistema de abastecimiento se debe desinfectar las tuberías y las estructuras, esta limpieza se logra haciendo circular el agua y cloro a través del sistema, permitiendo un período de contacto de 24 horas antes de proceder a vaciarlo, posteriormente se puede poner en operación el sistema.

3.12. Operación y mantenimiento

La administración, operación y mantenimiento del sistema de abastecimiento de agua para el área urbana de Quezaltepeque, se realiza a través del departamento de agua, de la municipalidad del mismo municipio. En este departamento el personal administrativo y fontaneros son los responsables del buen funcionamiento del sistema. El personal administrativo es el encargado de la facturación del servicio, recibir solicitudes de nuevas conexiones, reparaciones, cortes y reconexiones, gestionar la compra de los insumos

necesarios para la desinfección del agua y lo que requiera la operación y mantenimiento. A los fontaneros les corresponde la limpieza de los tanques de almacenamiento, instalación de conexiones extradomiciliares, cortes, reconexiones, control de fugas y lectura de medidores.

La operación y mantenimiento del sistema de abastecimiento de agua requiere diversas actividades, en la tabla XXXVI se muestra una descripción generalizada de estas.

Tabla XXXVI. **Operación y mantenimiento, sistema de abastecimiento**

No.	Obra	Actividad	Tiempo	Personal
1	captación	Limpieza y/ó reparación	1 Vez / 3 meses	Fontaneros
2	Línea de conducción	Chapeo	1 Vez / 3 meses	Peones
		Limpieza y verificación del funcionamiento de cada una de las obras	1 Vez / 3 meses	Fontaneros
3	Caja distribuidora de caudales y tanques de almacenamiento	Limpieza del sitio	1 Vez / 3 meses	Peones
		Limpieza y desinfección interna de cada una de las obras	1 vez / 2 meses	Fontaneros
		Verificación de la obra gris y funcionamiento de válvulas	1 Vez / 3 meses	Fontaneros
4	Sistema de desinfección	verificación y cambio del tanque de gas cloro	2 veces / mes	Fontaneros
5	Conexiones extradomiciliares y medidores	verificación de válvulas y contadores	1 Vez / 3 meses	Fontaneros
		Servicio y mantenimiento de medidores	1 vez / 6 meses	Fontaneros
		Instalación de nuevas conexiones, cortes o reconexiones	Cada vez que sea requerido por el usuario	Fontaneros
		Lectura de medidores	1 vez / mes	Fontaneros

Fuente: Elaboración propia.

3.13. Cálculo de tarifa

Tarifa es el precio unitario fijado por las autoridades para los servicios públicos realizados a su cargo. Luego de la inversión inicial de la construcción del proyecto, se debe contar con los recursos para operación y mantenimiento adecuado del sistema, estos se pretenden obtener de una tarifa mensual que cada beneficiario debe pagar. El costo total del proyecto que se utiliza, no incluye el costo que tenga la red de distribución porque no se trabaja en este diseño.

- **Costo de operación**

Generado por los fontaneros que son los encargados de darle mantenimiento a las obras del sistema.

$$\text{Costo de operación} = 1,617 \times 0.10 \times 80 \times 1.60 = \text{Q } 20,697.60$$

Donde:

1,617 = número de conexiones al iniciar el funcionamiento del proyecto

0.10 = porcentaje que considera el tiempo que deberá trabajar el operador por cada vivienda.

Q 80.00 = salario mínimo diario

1.60 = porcentaje adicional al salario mensual, para prestaciones del operador.

- **Costo de mantenimiento**

Se utiliza en materiales para reparación, cambio de accesorios en mal estado o servicios necesarios para el buen funcionamiento del sistema.

$$\text{Costo de mantenimiento} = (0.005 \times 3,100,482 \times (1 + 0.12)) / 12 = \text{Q } 1,446.89$$

Donde:

0.005 = 0.50% del costo del proyecto para compra de materiales

Q 3,100,482.00 = costo total del proyecto

0.12 = 12%, inflación anual

12 = meses del año

- **Costo de tratamiento**

Esta costo involucra la aplicación de gas cloro al sistema, además el análisis de la calidad del agua. De la sección 3.11.1 se tiene que se necesitarán 2 cilindros de gas cloro de 68 kg en el mes.

$$\text{Costo de tratamiento} = (2 \times \text{Q } 1,700) + (\text{Q } 700 + \text{Q } 900) + \text{Q } 500 = \text{Q } 5,500.00$$

Donde:

Q 1,700.00 = costo de cada cilindro de gas cloro de 68 kg

Q 700 = costo de mantenimiento de cilindro

Q 900 = costo de mantenimiento de equipo dosificador de gas cloro

Q 500 = costo del análisis de la calidad del agua

- **Costo de reserva**

Son los fondos destinados para cualquier imprevisto o eventualidad que se presente en el proyecto, se utiliza un 12% de la suma de los costos anteriores, operación, mantenimiento y tratamiento.

$$\text{Costo de reserva} = 0.12 (20,697.60 + 1,446.89 + 5,500) = \text{Q } 3,317.34$$

En la tabla XXXVII se muestra la integración de los costos anteriormente mencionados.

Tabla XXXVII. **Costos de operación y mantenimiento**

Costo	Sub total
Operación	20,697.60
Mantenimiento	1,446.89
Tratamiento	5,500.00
Reserva	3,317.34
Costo total, mensual	30,961.83

Fuente: Elaboración propia.

Los costos de la tabla anterior, representan el costo mensual para la administración, operación y mantenimiento, del proyecto, en su etapa inicial. La tarifa básica mensual se obtiene del costo total por mes entre el total de conexiones, esta incluye el consumo de 30 m³ de agua, el exceso de consumo por metro cubico tendrá un costo igual al doble del costo por metro cúbico dentro de la tarifa básica.

$$\text{Tarifa} = \text{Q } 30,961.83 / 1,617 \text{ conexiones} = \text{Q } 19.15$$

La prestación del servicio será durante la vida útil del proyecto que son 20 años, la cantidad de usuarios se incrementará con el tiempo y habrá variación de precios. Según el INE, en la última década el porcentaje más alto de inflación anual ha sido de 11.35%, para el cálculo tarifario se estima una tasa de inflación del 12% anual.

Aplicar una tarifa anual genera mucha dificultad, por lo que se calcula una tarifa promedio para cada 5 años, en la tabla XXXVIII se muestra la tarifa sugerida para la prestación del servicio de agua.

Tabla XXXVIII. **Plan tarifario**

No.	Viviendas	Gasto / mes (m³)	Costo / mes (Q)	Tarifa / mes (Q)	Tarifa / mes cada 5 años (Q)	Tarifa de exceso / m³ (Q/m³)
1	1,617	44,833.36	30,961.83	19.15	22.96	1.53
2	1,660	46,018.44	34,677.25	20.89		
3	1,705	47,235.01	38,838.52	22.78		
4	1,750	48,483.93	43,499.14	24.86		
5	1,796	49,766.06	48,719.04	27.13		
6	1,844	51,082.28	54,565.32	29.59	35.50	2.37
7	1,892	52,433.50	61,113.16	32.30		
8	1,943	53,820.67	68,446.74	35.23		
9	1,994	55,244.73	76,660.35	38.45		
10	2,047	56,706.68	85,859.59	41.94		
11	2,102	58,207.53	96,162.75	45.75	54.88	3.66
12	2,157	59,748.31	107,702.28	49.93		
13	2,215	61,330.11	120,626.55	54.46		
14	2,273	62,954.00	135,101.73	59.44		
15	2,334	64,621.13	151,313.94	64.83		
16	2,396	66,332.64	169,471.62	70.73	84.82	5.65
17	2,460	68,089.71	189,808.21	77.16		
18	2,525	69,893.58	212,585.19	84.19		
19	2,592	71,745.49	238,095.42	91.86		
20	2,662	73,646.73	266,666.87	100.18		

Fuente: Elaboración propia.

3.14. Análisis financiero

Con el objetivo de determinar si es o no conveniente realizar la inversión en un proyecto es necesaria la evaluación económica, consiste en analizar la factibilidad del proyecto. Para demostrar que la inversión propuesta es económicamente rentable se utiliza algún método de análisis que permita probar la rentabilidad económica del proyecto.

En estos métodos se definen criterios de decisión que de acuerdo a su resultado se decide aceptar o rechazar un proyecto.

3.14.1. Valor actual neto (VAN) o valor presente neto

Sapag (2011)

El valor actual neto es un indicador de la rentabilidad de un proyecto, que señala cuánto se ganaría al hacerlo por sobre la rentabilidad que se le exige al proyecto y después de recuperada la inversión.

El valor actual neto es el método más conocido, mejor y más generalmente aceptado por los evaluadores de proyectos. Mide el excedente resultante después de obtener la rentabilidad deseada o exigida y después de recuperar toda la inversión. Para ello, calcula el valor actual de todos los flujos futuros de caja, proyectados a partir del primer período de operación, y le resta la inversión total expresada en el momento 0.

Si el resultado es mayor que 0, mostrará cuánto se gana con el proyecto, después de recuperar la inversión, por sobre la tasa de retorno que se exigía al proyecto; si el resultado es igual a 0, indica que el proyecto reporta exactamente la tasa que se quería obtener después de recuperar el capital invertido; y si el resultado es negativo, muestra el monto que falta para ganar la tasa que se deseaba obtener después de recuperada la inversión (pp. 27-300).

$$VAN = \sum_{T=1}^N \frac{FE_t}{(1+k)^T} - I_0$$

Donde:

FE_t = flujos de entrada de efectivo (ingresos menos egresos del proyecto)

k = tasa de descuento equivalente al costo de capital

T' = período de inversión (vida útil del proyecto)

I_0 = inversión inicial

Los ingresos que se consideran para este proyecto, son los que se obtiene de la tarifa propuesta para cada 5 años y los egresos están compuestos por los costos de operación, mantenimiento y tratamiento; la tasa de descuento a utilizar, es la tasa de interés líder de política monetaria actual de 3.25 %, que corresponde al Banco de Guatemala.

El cálculo del ingreso y egreso anual se calcula para el primer año, tomando los datos del inciso 3.13; para el resto del período se muestran los resultados en la tabla, cálculo del valor actual.

Ingreso anual = tarifa quinquenal x total de viviendas x 12 meses

Ingreso anual = $22.96 \times 1,617 \times 12 = Q\ 445,515.84$

Egreso anual = costo mensual x 12 meses

Egreso anual = $30,961.83 \times 12 = Q\ 371,541.96$

Tabla XXXIX. Cálculo del valor actual, sistema de abastecimiento de agua

T' (año)	Ingreso anual (Q)	Egreso anual (Q)	k	$FE_t / (1 + k)^{T'}$
1	445,515.84	371,541.96	3.25%	71,645.40
2	457,363.20	416,127.00	3.25%	38,681.08
3	469,761.60	466,062.23	3.25%	3,360.91
4	482,160.00	521,989.70	3.25%	-35,046.68
5	494,833.92	584,628.47	3.25%	-76,524.35
6	707,160.00	654,783.88	3.25%	43,230.77
7	726,330.00	733,357.95	3.25%	-5,618.21
8	745,500.00	821,360.90	3.25%	-58,735.07
9	765,096.00	919,924.21	3.25%	-116,101.96
10	785,544.00	1,030,315.12	3.25%	-177,770.45
11	1,122,844.80	1,153,952.93	3.25%	-21,881.81
12	1,152,480.00	1,292,427.28	3.25%	-95,341.89
13	1,182,773.76	1,447,518.56	3.25%	-174,685.42
14	1,214,384.64	1,621,220.78	3.25%	-259,991.22
15	1,245,995.52	1,815,767.28	3.25%	-352,654.97
16	1,781,220.00	2,033,659.35	3.25%	-151,326.88
17	1,828,040.64	2,277,698.47	3.25%	-261,066.49
18	1,876,896.96	2,551,022.29	3.25%	-379,070.13
19	1,925,753.28	2,857,144.96	3.25%	-507,249.01
20	1,977,663.12	3,200,002.36	3.25%	-644,748.81
Σ				-3,160,895.19

Fuente: Elaboración propia.

$$VAN = \sum_{T=1}^N \frac{FE_t}{(1 + k)^{T'}} - I_o$$

$I_o = 3,100,482.00$, inversión inicial

$$VAN = - 3,160,895.19 - 3,100,482.00$$

$$VAN = - 6,261,377.19$$

Dado que en el presente proyecto se obtienen ingresos de la tarifa que se establece, pero es únicamente para sufragar gastos de operación y mantenimiento, no tomando en cuenta la recuperación de la inversión inicial; el VAN es negativo, lo cual indica que el proyecto no es económicamente rentable, por ser un proyecto de beneficio público sin ánimo de lucro.

3.14.2. Tasa interna de rendimiento o de retorno (TIR)

Es una de las técnicas más usadas de elaboración de presupuesto de capital. La –TIR- es la tasa de descuento que hace igual a cero el valor actual neto.

Evalúa el proyecto en función de una única tasa de rendimiento por período en la que la totalidad de los beneficios son exactamente iguales a los desembolsos, constituye un criterio de evaluación que mide la rentabilidad como porcentaje.

3.15. Evaluación socioeconómica

(SEGEPLAN, 2013)

Este tipo de evaluación se efectúa en proyectos sociales, consiste en realizar una comparación entre los recursos que se espera puedan ser utilizados y los resultados esperados del mismo, con el propósito de determinar si dicho proyectos se adecuan a los fines u objetivos perseguidos y de esta manera, permita mejorar la asignación de recursos por parte de la sociedad.

A diferencia de la evaluación financiera que opera sobre la base de los precios de mercado, la evaluación socio-económica se sustentará en el uso de

precios sociales, que son los que representan el verdadero costo de oportunidad de los bienes para la sociedad (los cuales deben ser establecidos por el ente planificador).

Análisis Costo/Eficiencia

En los casos en que no es posible expresar los beneficios de un proyecto en términos monetarios, o bien el esfuerzo es demasiado grande para justificarse, se aplican los métodos de costo- eficiencia. El objetivo de estos es determinar que alternativa de proyecto logra los objetivos deseados al mínimo costo, (es decir más eficientemente). El término eficiencia se refiere a la forma como se logran ciertos resultados dentro de un proceso con los insumos utilizados en el mismo. En un proyecto social, la eficiencia se puede medir en términos físicos y monetarios (p. 55).

Inversión inicial = Q 3,100,482.00

Cantidad de viviendas = 1,617 viviendas, en el primer años de servicio

$$\text{Costo/eficiencia} = 3,100,482.00 / 1,617$$

$$\text{Costo/eficiencia} = \text{Q } 1,917.43 \text{ por cada vivienda}$$

El análisis costo-eficiencia muestra la cantidad de efectivo que debe invertirse por vivienda en el primer año de servicio de los 20 años de vida útil del proyecto.

3.16. Evaluación de impacto ambiental

Al realizar un proyecto es necesario hacer una evaluación del impacto que pueda causar cada una de las fases o actividades que conlleva ejecutar el

proyecto o cuando este se encuentre en operación. El estudio tiene por función, analizar la viabilidad ambiental del proyecto.

(SEGEPLAN, 2013)

La conservación del medio ambiente y el uso racional de los recursos naturales renovables debe de considerarse dentro del proyecto, así como los efectos negativos y positivos que se podrían generar y las medidas de mitigación a implementarse según sea los efectos del proyecto (p. 54).

En las distintas actividades durante la construcción y operación del proyecto es necesario identificar los riesgos a la salud humana o al ambiente natural y establecer las medidas de mitigación factibles para el control de los efectos producidos.

En la tabla XL se presenta los medios receptores de impacto como también la medida de mitigación aplicable.

Tabla XL. **Evaluación de impacto ambiental, sistema de abastecimiento de agua**

Medio receptor	Impacto	Medida de mitigación
Hídrico	Alteración temporal del flujo natural en la fuente, contaminación del afluente natural por el uso de insumos durante la construcción. Cambios físicos y químicos del agua para consumo.	Utilizar los mecanismos de construcción adecuados para reducir el contacto del agua con insumos contaminantes. Evitar lavar equipos y herramientas cerca de los afluentes naturales de agua. Realizar los análisis físicos, químicos y bacteriológicos para determinar la calidad del agua en distribución.
	Reducción del caudal principal del río.	Reforestar toda la zona de recarga hídrica.
Suelo	Durante la etapa de construcción (ejecución de las obras), se produce una reducción de la capa vegetal. Al realizarse el movimiento de tierra (excavaciones y rellenos), puede producirse erosión.	Las excavaciones y rellenos en áreas de cultivos deben realizarse en época donde no afecten la producción. Compactar el suelo al realizar los rellenos para prevenir la erosión. Cualquier sobrante de excavación debe colocarse en lugares adecuados y autorizados.

Continuación tabla XL

Atmosférico	El contacto directo con el gas cloro puede causar serios daños a la salud. Este puede escaparse a la atmosfera y contaminar el sitio de almacenamiento.	Usar equipo de protección personal al manipular los equipos de cloración. Capacitar al personal, sobre el uso de gas cloro. Dar mantenimiento y revisión constante en los equipos de desinfección para prevenir fugas.
	La generación de polvo y ruido pueden afectar la salud de los obreros, pudiendo dar origen a enfermedades respiratorias o de sordera.	Utilizar mascarillas y orejeras cuando se esté expuesto directamente al polvo o ruido excesivo.
	Riesgo de intoxicación para el personal de campo cuando se usan productos químicos, como el pegamento PVC.	Hacer uso del equipo de protección, guantes y gafas cuando se trabaje por tiempo prolongado usando pegamento PVC.
Flora y fauna	Pérdida temporal y permanente de la vegetación, reducción de la especie animal de la localidad.	Identificar y delimitar el área donde deba cortarse árboles, para minimizar la pérdida de vegetación y destrucción del paisaje natural. Prohibir el uso de fuego.

Continuación tabla XL

Socioeconómico	Establecer una tarifa mensual diferente a la establecida puede causar disconformidad con gran parte de la población. Generación de oportunidad laboral.	Concientizar al usuario de los gastos de operación y mantenimiento del sistema. Utilizar mano de obra local.
----------------	---	--

Fuente: Elaboración propia.

3.17. Planos del proyecto

Los planos de construcción para el proyecto mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable para la cabecera municipal de Quezaltepeque, se encuentran en el apéndice F; el listado de estos planos es el siguiente:

1. Plano de localización
2. Plano de ubicación
3. Planta de conjunto
4. Planta perfil E1 - E30
5. Planta perfil E30 - E56
6. Planta perfil E56 - E80
7. Planta perfil E80 - E89
8. Planta perfil E89 - E101
9. Planta y cortes de captación
10. Refuerzos de caja de captación y detalles
11. Caja distribuidora de caudal
12. Sección y corte de caja distribuidora de caudal
13. Tanque de almacenamiento
14. Detalles de tanque de almacenamiento
15. Sección de tanque y detalle de viga
16. Detalle de vigas

17. Caja rompe presión y paso de zanjón
18. Detalles de caja de válvulas
19. Planta ubicación de tanques

3.18. Presupuesto

El presupuesto representa la cantidad de dinero que se debe invertir para la ejecución del proyecto, tal cantidad es de, Q 3,100,482.00 (tres millones, cien mil, cuatrocientos ochenta y dos quetzales).

3.18.1. Cuantificación de materiales y mano de obra

La cuantificación de materiales y mano de obra es la cantidad de materiales que se utilizaran en la obra y la cantidad de trabajo que se requiere para su ejecución respectivamente, estas cantidades son obtenidas de los planos constructivos y se les asigna una unidad de medida, estos datos son los que se utilizan para la elaboración del presupuesto, se utilizan los precios actuales (junio de 2014).

3.18.2. Integración de precios unitarios

La integración de precios unitarios comprende la cantidad de materiales y mano de obra con su respectivo precio de mercado para la construcción de las distintas obras del proyecto, estos representan los costos directos. Además de los costos anteriormente mencionados se tienen los costos indirectos (gastos administrativos, supervisión, impuestos, imprevistos y utilidad) y son calculados a partir de los costos directos, el desglose de estos se presentan en las tablas LI y LII.

El desglose del presupuesto se presenta a través de renglones de trabajo cuyo orden es acorde al proceso constructivo del proyecto; a continuación se muestran los precios unitarios por renglón.

Tabla XLI. **Preliminares, abastecimiento de agua**

Renglón	Unidad	Cantidad
Preliminares	km	2.86

Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Clavos	Lb	20.00	7.00	140.00
Estacas + pintura	Global	1.00	250.00	250.00
Total materiales				390.00

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Limpia y chapeo	km	2.86	1,000.00	2,860.00
Replanteo topográfico	km	2.86	1,500.00	4,290.00
Total mano de obra				7,150.00
Total costo directo (materiales + mano de obra)				7,540.00

Costo indirecto (cada porcentaje es sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	1,131.00
Dirección de campo	5%	377.00
Imprevistos	5%	377.00
Utilidad	15%	1,131.00
Total costo indirecto		3,016.00
TOTAL RENGLÓN		10,556.00

PRECIO UNITARIO	3,690.91
------------------------	-----------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XLII. Captación, abastecimiento de agua

Renglón	Unidad	Cantidad
Captación	Unidad	1.00

Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Cemento tipo portland	Saco	360.00	75.00	27,000.00
Arena de río	m ³	30.00	150.00	4,500.00
Piedrín 3/4"	m ³	22.00	200.00	4,400.00
Madera para formaleta	Pie-tabla	1,700.00	6.00	10,200.00
Clavos de 3"	Lb	110.00	7.00	770.00
Alambre de amarre	Lb	350.00	7.00	2,450.00
Acero No. 2 grado 40	Varilla	11.00	10.00	110.00
Acero No. 3 grado 40	Varilla	273.00	30.00	8,190.00
Acero No. 4 grado 40	Varilla	23.00	54.00	1,242.00
Acero No. 5 grado 40	Varilla	155.00	82.00	12,710.00
Acero No. 6 grado 40	Varilla	13.00	125.00	1,625.00
Rejilla ø 8"	Unidad	2.00	150.00	300.00
Válvula compuerta ø 8"	Unidad	1.00	11,425.00	11,425.00
Válvula compuerta ø 6"	Unidad	1.00	8,560.00	8,560.00
Brida ø 8" (flange PVC)	Unidad	2.00	905.00	1,810.00
Brida ø 6" (flange PVC)	Unidad	2.00	730.00	1,460.00
Codo 90° ø 8" PVC	Unidad	3.00	1,640.00	4,920.00
Codo 90° ø 6" PVC	Unidad	1.00	506.00	506.00
Tubo ø 8" PVC 160 PSI	Tubo	1.00	2,800.00	2,800.00
Cemento solvente 1/4 gal.	Unidad	1.00	150.00	150.00
Candado 60 mm	Unidad	13.00	150.00	1,950.00
Postes de concreto 0.15 x 0.15 x 2 m	Poste	42.00	80.00	3,360.00
Puerta de metal	Unidad	1.00	1,500.00	1,500.00
Alambre espigado para cerco	m	500.00	1.50	750.00
Total materiales				112,688.00

Continuación tabla XLII

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Limpia, chapeo y trazo	m ²	120.00	20.00	2,400.00
Excavación para cimentación	m ³	32.00	60.00	1,920.00
Colocación de armadura de acero	m	46.00	100.00	4,600.00
Fundición de cimiento	m ³	8.00	300.00	2,400.00
Formaleteado en muros	m ²	140.00	50.00	7,000.00
Fundición de muros	m ³	13.00	350.00	4,550.00
Retiro de formaleta	m ²	140.00	10.00	1,400.00
Ensabetado y alisado de muros	m ²	70.00	60.00	4,200.00
Elaboración de losa inferior	m ²	5.00	80.00	400.00
Armado de vigas	m	42.00	40.00	1,680.00
Formaleteado de vigas	m	42.00	30.00	1,260.00
Fundición de vigas	m	42.00	80.00	3,360.00
Entarimado para losa	m ²	77.00	50.00	3,850.00
Colocación de armadura en losa	m ²	77.00	50.00	3,850.00
Fundición de losa	m ²	77.00	120.00	9,240.00
Instalación de válvulas y accesorios	Global	1.00	1,000.00	1,000.00
Elaboración de tapaderas	Unidad	6.00	300.00	1,800.00
Elaboración de contracuneta	m	25.00	30.00	750.00
Instalación de cerco perimetral	m	85.00	30.00	2,550.00
Limpieza final	Global	1.00	1,502.00	1,502.00
Total mano de obra				59,712.00
Total costo directo (materiales + mano de obra)				172,400.00

Continuación tabla XLII

Costo indirecto (cada porcentaje es sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	25,860.00
Dirección de campo	5%	8,620.00
Imprevistos	5%	8,620.00
Utilidad	15%	25,860.00
Total costo indirecto		68,960.00
TOTAL RENGLÓN		241,360.00

PRECIO UNITARIO	241,360.00
------------------------	-------------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XLIII. Línea de conducción, abastecimiento de agua

Renglón	Unidad	Cantidad
Línea de conducción	km	2.86

Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Tubo ø 8" PVC 160 PSI junta rápida	Tubo	139.00	2,920.00	405,880.00
Tubo ø 6" PVC 160 PSI junta rápida	Tubo	352.00	1,725.00	607,200.00
Reductor 8" X 6"	Unidad	1.00	1,140.00	1,140.00
Codo a 45° ø 6"	Unidad	2.00	670.00	1,340.00
Total materiales				1,015,560.00

Continuación tabla XLIII

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Excavación zanja	m ³	725.00	60.00	43,500.00
Instalación de tubería	Unidad	491.00	50.00	24,550.00
Relleno y compactación de zanja	m ³	725.00	40.00	29,000.00
Transporte de tubería en hombro	Viaje	500.00	20.00	10,000.00
Total mano de obra				107,050.00
Total costo directo (materiales + mano de obra)				1,122,610.00

Costo indirecto (cada porcentaje es sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	168,391.50
Dirección de campo	5%	56,130.50
Imprevistos	5%	56,130.50
Utilidad	15%	168,391.50
Total costo indirecto		449,044.00
TOTAL RENGLÓN		1,571,654.00

PRECIO UNITARIO	549,529.37
------------------------	-------------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XLIV. Válvula de aire, abastecimiento de agua

Renglón	Unidad	Cantidad
Válvula de aire	Unidad	4.00

Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Válvula de aire ø 1"	Unidad	4.00	800.00	3,200.00
Derivación (abrazadera domiciliar 6" X 1")	Unidad	4.00	430.00	1,720.00
Cemento tipo portland	Saco	20.00	75.00	1,500.00
Arena de río	m ³	2.00	150.00	300.00
Piedrín 1/2"	m ³	1.00	200.00	200.00
Piedra bola de río 4" - 10"	m ³	2.00	150.00	300.00
Acero No. 3 grado 40	Varilla	6.00	30.00	180.00
Acero No. 4 grado 40	Varilla	2.00	54.00	108.00
Alambre de amarre	Lb	3.00	7.00	21.00
Madera para formaleta	Pie-tabla	100.00	6.00	600.00
Clavo de 3"	Lb	4.00	7.00	28.00
Candado para intemperie	Unidad	8.00	150.00	1,200.00
Total materiales				9,357.00

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Instalación de válvula de aire	Unidad	4.00	300.00	1,200.00
Elaboración de caja de válvula	Unidad	4.00	1,000.00	4,000.00
Elaboración de tapadera	Unidad	4.00	300.00	1,200.00
Transporte de material en hombro	Viaje	175.00	20.00	3,500.00
Limpieza final	Global	1.00	133.00	133.00
Total mano de obra				10,033.00
Total costo directo (materiales + mano de obra)				19,390.00

Continuación tabla XLIV

Costo indirecto (cada porcentaje es sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	2,908.50
Dirección de campo	5%	969.50
Imprevistos	5%	969.50
Utilidad	15%	2,908.50
Total costo indirecto		7,756.00
TOTAL RENGLÓN		27,146.00

PRECIO UNITARIO	6,786.50
------------------------	-----------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XLV. **Válvula de limpieza, abastecimiento de agua**

Renglón	Unidad	Cantidad
Válvula de limpieza	Unidad	3.00

Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Cemento tipo portland	Saco	15.00	75.00	1,125.00
Arena de río	m ³	2.00	150.00	300.00
Piedrín	m ³	1.00	200.00	200.00
Piedra bola de río	m ³	2.00	150.00	300.00
Acero No. 3 grado 40	Varilla	6.00	30.00	180.00
Acero No. 4 grado 40	Varilla	2.00	54.00	108.00
Alambre de amarre	Lb	2.00	7.00	14.00
Madera para formaleta	Pie-tabla	75.00	6.00	450.00
Clavo de 3"	Lb	3.00	7.00	21.00
Válvula de compuerta ø 4"	Unidad	3.00	1,500.00	4,500.00
Tee reductora ø 6" X 4"	Unidad	3.00	1,200.00	3,600.00
Tubo PVC, 160 PSI ø 4"	Unidad	1.00	680.00	680.00
Adaptador macho ø 4"	Unidad	6.00	70.00	420.00
Candado 60 mm	Unidad	6.00	150.00	900.00
Total materiales				12,798.00

Continuación tabla XLV

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Instalación de válvula de limpieza	Unidad	3.00	300.00	900.00
Elaboración de caja de válvula	Unidad	3.00	1,000.00	3,000.00
Elaboración de tapadera	Unidad	3.00	300.00	900.00
Transporte de material en hombro	Viaje	130.00	20.00	2,600.00
Limpieza final	Global	1.00	132.00	132.00
Total mano de obra				7,532.00
Total costo directo (materiales + mano de obra)				20,330.00

Costo indirecto (cada porcentaje es sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	3,049.50
Dirección de campo	5%	1,016.50
Imprevistos	5%	1,016.50
Utilidad	15%	3,049.50
Total costo indirecto		8,132.00
TOTAL RENGLÓN		28,462.00

PRECIO UNITARIO	9,487.33
------------------------	-----------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XLVI. Paso de zanjón, abastecimiento de agua

Renglón	Unidad	Cantidad
Paso de zanjón	Unidad	5.00

Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Tubo HG ø 8"	Unidad	4.00	5,300.00	21,200.00
Tubo HG ø 6"	Unidad	6.00	3,000.00	18,000.00
Unión de reparación PVC ø 8"	Unidad	4.00	2,675.00	10,700.00
Abrazadera para anclaje ø 8"	Unidad	8.00	250.00	2,000.00
Unión de reparación PVC ø 6"	Unidad	6.00	2,000.00	12,000.00
Abrazadera para anclaje ø 6"	Unidad	12.00	250.00	3,000.00
Cemento tipo portland	Saco	26.00	75.00	1,950.00
Arena de río	m ³	4.00	150.00	600.00
Piedrín de río 3/4"	m ³	3.00	200.00	600.00
Piedra bola de río 4"	m ³	1.00	150.00	150.00
Acero No. 3 grado 40	Varilla	20.00	30.00	600.00
Acero No. 2	Varilla	10.00	10.00	100.00
Alambre de amarre	Lb	2.00	7.00	14.00
Clavo de 3"	Lb	3.00	7.00	21.00
Madera para formaleta	Pie-tabla	50.00	6.00	300.00
Total materiales				71,235.00

Continuación tabla XLVI

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Excavación	m³	4.00	60.00	240.00
Elaboración de soportes de concreto	Unidad	10.00	300.00	3,000.00
Elaboración de columnas	Unidad	10.00	600.00	6,000.00
Instalación de tubería HG	Unidad	10.00	200.00	2,000.00
Transporte de material en hombro	Viaje	250.00	20.00	5,000.00
Total mano de obra				16,240.00
Total costo directo (materiales + mano de obra)				87,475.00

Costo indirecto (cada porcentaje es sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	13,121.25
Dirección de campo	5%	4,373.75
Imprevistos	5%	4,373.75
Utilidad	15%	13,121.25
Total costo indirecto		34,990.00
TOTAL RENGLÓN		122,465.00

PRECIO UNITARIO	24,493.00
------------------------	------------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XLVII. Caja distribuidora de caudal, abastecimiento de agua

Renglón	Unidad	Cantidad
Caja distribuidora de caudal	Unidad	1.00

Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Cemento tipo portland	Saco	180.00	75.00	13,500.00
Arena de río	m ³	13.00	150.00	1,950.00
Piedrín de río 1/2"	m ³	12.00	200.00	2,400.00
Piedra bola de río 6"	m ³	3.00	150.00	450.00
Acero No. 5	Varilla	1.00	85.00	85.00
Acero No. 4 grado 40	Varilla	52.00	54.00	2,808.00
Acero No. 3 grado 40	Varilla	101.00	30.00	3,030.00
Acero No. 2	Varilla	3.00	10.00	30.00
Alambre de amarre	Lb	34.00	7.00	238.00
Clavo de 3"	Lb	40.00	7.00	280.00
Madera para formaleta	Pie-tabla	600.00	6.00	3,600.00
Codo 90° ø 6"	Unidad	8.00	530.00	4,240.00
Codo 45° ø 6"	Unidad	1.00	670.00	670.00
Tee ø 6"	Unidad	1.00	1,050.00	1,050.00
Tee reductora ø 6" X 4"	Unidad	1.00	1,200.00	1,200.00
Codo 90° ø 4"	Unidad	10.00	105.00	1,050.00
Tee ø 4"	Unidad	3.00	160.00	480.00
Tee reductora ø 4" X 3"	Unidad	1.00	220.00	220.00
Codo 90° ø 3"	Unidad	3.00	90.00	270.00
Tee ø 3"	Unidad	1.00	98.00	98.00
Tubo PVC 160 PSI, ø 6"	Tubo	18.00	1,475.00	26,550.00
Tubo PVC 160 PSI, ø 4"	Tubo	37.00	680.00	25,160.00
Tubo PVC 160 PSI, ø 3"	Tubo	10.00	412.00	4,120.00
Cemento solvente 1/2 gal.	Unidad	1.00	300.00	300.00
Válvula de compuerta ø 6"	Unidad	2.00	8,560.00	17,120.00
Válvula de compuerta ø 4"	Unidad	7.00	1,500.00	10,500.00
Válvula de compuerta ø 3"	Unidad	3.00	920.00	2,760.00
Brida ø 6" (flange PVC)	Unidad	4.00	730.00	2,920.00
Adaptador macho ø 4"	Unidad	14.00	70.00	980.00

Continuación tabla XLVII

Adaptador macho ø 3"	Unidad	6.00	50.00	300.00
Candado 60 mm	Unidad	24.00	150.00	3,600.00
Postes de concreto 0.15X0.15X2.7 m	Poste	26.00	105.00	2,730.00
Malla galvanizada h = 2m	m	45.00	30.00	1,350.00
Total materiales				136,039.00

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Excavación	m ³	125.00	60.00	7,500.00
Colocación de armadura de acero en losa inferior	m ²	20.00	50.00	1,000.00
colocación de armadura de acero en muros	m	26.00	70.00	1,820.00
Fundición de losa inferior	m ²	20.00	100.00	2,000.00
Formaleado de muros	m	26.00	100.00	2,600.00
Fundición de muros	m ³	4.50	350.00	1,575.00
Ensabietado y alisado de muros	m ²	65.00	60.00	3,900.00
Entarimado para losa	m ²	20.00	50.00	1,000.00
Colocación de armadura en losa	m ²	20.00	50.00	1,000.00
Fundición de losa	m ²	20.00	120.00	2,400.00
Elaboración de tapadera para C. D.	Unidad	5.00	300.00	1,500.00
Instalación de válvulas y accesorios	Unidad	12.00	300.00	3,600.00
Instalación de tubería	Tubo	26.00	40.00	1,040.00
Elaboración de caja de válvulas	Unidad	12.00	1,000.00	12,000.00
Relleno de zanja	m ³	125.00	30.00	3,750.00
Instalación de cerco perimetral	m	45.00	30.00	1,350.00
Limpieza final	Global	1.00	2,001.00	2,001.00
Total mano de obra				50,036.00
Total costo directo (materiales + mano de obra)				186,075.00

Continuación tabla XLVII

Costo indirecto (cada porcentaje es sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	27,911.25
Dirección de campo	5%	9,303.75
Imprevistos	5%	9,303.75
Utilidad	15%	27,911.25
Total costo indirecto		74,430.00
TOTAL RENGLÓN		260,505.00

PRECIO UNITARIO		260,505.00
------------------------	--	-------------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XLVIII. **Tanque de almacenamiento, abastecimiento de agua**

Renglón	Unidad	Cantidad
Tanque de almacenamiento	m³	270.00

Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Cemento tipo portland	Saco	1,270.00	75.00	95,250.00
Arena de río	m³	90.00	150.00	13,500.00
Piedrín de río 1/2"	m³	12.00	200.00	2,400.00
Piedrín de río 1"	m³	25.00	200.00	5,000.00
Piedra bola de río 4" - 10"	m³	70.00	150.00	10,500.00
Acero No. 5 grado 40	Varilla	60.00	85.00	5,100.00
Acero No. 4 grado 40	Varilla	20.00	54.00	1,080.00
Acero No. 3 grado 40	Varilla	348.00	30.00	10,440.00
Alambre de amarre	Lb	228.00	7.00	1,596.00
Clavo de 3"	Lb	250.00	7.00	1,750.00

Continuación tabla XLVIII

Madera para formaleta	Pie- tabla	3,000.00	6.00	18,000.00
Tubo HG ø 3"	Tubo	1.00	750.00	750.00
Codo 90° HG ø 3"	Unidad	4.00	475.00	1,900.00
Codo 90° PVC ø 4"	Unidad	3.00	105.00	315.00
Codo 90° PVC ø 6"	Unidad	4.00	530.00	2,120.00
Tee PVC ø 6"	Unidad	1.00	1,050.00	1,050.00
Tee reductora ø 6" X 4"	Unidad	1.00	1,200.00	1,200.00
Tubo PVC 160 PSI, ø 6"	Tubo	14.00	1,475.00	20,650.00
Válvula de compuerta ø 4"	Unidad	1.00	1,500.00	1,500.00
Válvula de compuerta ø 6"	Unidad	2.00	8,560.00	17,120.00
Adaptador macho ø 4"	Unidad	2.00	70.00	140.00
Brida ø 6" (flange PVC)	Unidad	4.00	730.00	2,920.00
Candado 60 mm	Unidad	10.00	150.00	1,500.00
Equipo dosificador a presión (directo) de gas cloro	Unidad	1.00	98,000.00	98,000.00
Postes de concreto 0.15X0.15X2.7 m	Poste	54.00	105.00	5,670.00
Malla galvanizada h = 2m	m	100.00	30.00	3,000.00
Portón metálico, ancho X altura (3X2)	Unidad	1.00	3,540.00	3,540.00
Total materiales				325,991.00

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Excavación	m³	325.00	60.00	19,500.00
Fundición de base de muro	m³	22.00	300.00	6,600.00
Formaleteado de muros	m²	276.00	50.00	13,800.00
Elaboración de muros	m³	80.00	800.00	64,000.00
Repello y cernido de muros	m²	150.00	60.00	9,000.00
Elaboración y colocación de armadura de zapata + columna	Unidad	2.00	300.00	600.00

Continuación tabla XLVIII

Fundición de zapata	Unidad	2.00	100.00	200.00
Formaleteado de columnas	Unidad	2.00	100.00	200.00
Fundición de columnas	Unidad	2.00	100.00	200.00
Repello y cernido de columnas	Unidad	2.00	800.00	1,600.00
Fundición de losa inferior	m ²	125.00	200.00	25,000.00
Armadura y formaleta de vigas	m	78.00	70.00	5,460.00
Fundición de vigas	m	78.00	60.00	4,680.00
Entarimado para losa superior	m ²	125.00	50.00	6,250.00
Colocación de armadura en losa	m ²	150.00	50.00	7,500.00
Fundición de losa	m ²	150.00	120.00	18,000.00
Elaboración de tapaderas c/sello s.	Unidad	5.00	300.00	1,500.00
Instalación de válvulas y accesorios	Unidad	3.00	300.00	900.00
Instalación de tubería	Tubo	14.00	40.00	560.00
Elaboración de caja de válvulas	Unidad	3.00	1,000.00	3,000.00
Relleno de zanja	m ³	20.00	30.00	600.00
Instalación de cerco perimetral	m	100.00	30.00	3,000.00
Instalación de sistema de desinfección	Unidad	1.00	5,000.00	5,000.00
Limpieza final	Global	1.00	2,999.00	2,999.00
Total mano de obra				200,149.00
Total costo directo (materiales + mano de obra)				526,140.00

Continuación tabla XLVIII

Costo indirecto (cada porcentaje es sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	78,921.00
Dirección de campo	5%	26,307.00
Imprevistos	5%	26,307.00
Utilidad	15%	78,921.00
Total costo indirecto		210,456.00
TOTAL RENGLÓN		736,596.00

PRECIO UNITARIO	2,728.13
------------------------	-----------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla XLIX. **Caja rompe presión, abastecimiento de agua**

Renglón	Unidad	Cantidad
Caja rompe presión	Unidad	2.00

Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Cemento tipo portland	Saco	122.00	75.00	9,150.00
Arena de río	m ³	14.00	150.00	2,100.00
Piedrín de río 1/2"	m ³	10.00	200.00	2,000.00
Piedra bola de río 6"	m ³	2.00	150.00	300.00
Acero No. 4 grado 40	Varilla	22.00	54.00	1,188.00
Acero No. 3 grado 40	Varilla	80.00	30.00	2,400.00
Alambre de amarre	Lb	34.00	7.00	238.00
Clavo de 3"	Lb	80.00	7.00	560.00
Madera para formaleta	Pie- tabla	450.00	6.00	2,700.00
Codo 90° ø 4"	Unidad	20.00	105.00	2,100.00
Tee ø 4"	Unidad	6.00	160.00	960.00
Tee reductora ø 6" X 4"	Unidad	2.00	1,200.00	2,400.00
Tubo PVC 160 PSI, ø 4"	Tubo	16.00	680.00	10,880.00

Continuación tabla XLIX

Válvula de compuerta ø 4"	Unidad	6.00	1,500.00	9,000.00
Adaptador macho ø 4"	Unidad	12.00	70.00	840.00
Candado 60 mm	Unidad	16.00	150.00	2,400.00
Total materiales				49,216.00

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total (Q)
Colocación de armadura de acero en losa inferior	m ²	4.00	40.00	160.00
Colocación de armadura de acero en muros	m	15.20	100.00	1,520.00
Fundición de losa inferior	m ²	4.00	100.00	400.00
Formateado de muros	m ²	47.00	50.00	2,350.00
Fundición de muros	m ³	3.40	350.00	1,190.00
Repello y cernido de muros	m ²	47.00	60.00	2,820.00
Entarimado para losa	m ²	4.00	50.00	200.00
Colocación de armadura en losa	m ²	4.00	50.00	200.00
Fundición de losa	m ²	4.00	120.00	480.00
Elaboración de tapaderas	Unidad	8.00	300.00	2,400.00
Instalación de válvulas y accesorios	Unidad	6.00	300.00	1,800.00
Excavación de zanja	m ³	31.00	60.00	1,860.00
Instalación de tubería	Tubo	16.00	40.00	640.00
Elaboración de caja de válvulas	Unidad	6.00	1,000.00	6,000.00
Relleno de zanja	m ³	31.00	30.00	930.00
Limpieza final	Global	1.00	504.00	504.00
Total mano de obra				23,454.00
Total costo directo (materiales + mano de obra)				72,670.00

Continuación tabla XLIX

Costo indirecto (cada porcentaje es sobre costo directo)		
Gastos administrativos e impuestos	15%	10,900.50
Dirección de campo	5%	3,633.50
Imprevistos	5%	3,633.50
Utilidad	15%	10,900.50
Total costo indirecto		29,068.00
TOTAL RENGLÓN		101,738.00

PRECIO UNITARIO	50,869.00
------------------------	------------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla L. **Resumen de presupuesto, abastecimiento de agua**

No.	Renglón	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Total Renglón (Q)
1	Preliminares	km	2.86	3,690.91	10,556.00
2	Captación	Unidad	1.00	241,360.00	241,360.00
3	Línea de conducción	km	2.86	549,529.37	1,571,654.00
4	Válvula de aire	Unidad	4.00	6,786.50	27,146.00
5	Válvula de limpieza	Unidad	3.00	9,487.33	28,462.00
6	Paso de zanjón	Unidad	5.00	24,493.00	122,465.00
7	Caja distribuidora de caudal	Unidad	1.00	260,505.00	260,505.00
8	Tanque de almacenamiento	m³	270.00	2,728.13	736,596.00
9	Caja rompe presión	Unidad	2.00	50,869.00	101,738.00
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					3,100,482.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla LI. **Desglose de gastos administrativos e impuestos, abastecimiento de agua**

Gastos administrativos		
Sueldos (período de construcción, 6 meses)		
Puesto	Costos / mes (Q)	Subtotal (Q)
Gerente general	7,500.00	45,000.00
Secretaria	2,200.00	13,200.00
Contador	1,800.00	10,800.00
Personal de limpieza	1,100.00	6,600.00
Total		75,600.00
Prestaciones y seguros		
Descripción	Costos/mes (Q)	Subtotal (Q)
Prestaciones 30.56%	3,850.56	23,103.36
Cuota patronal I.G.S.S. 10.67%	1,344.42	8,066.52
Seguros varios	2,000.00	12,000.00
Total		43,169.88
Alquileres y depreciaciones		
Descripción	Costos/mes (Q)	Subtotal (Q)
Renta de local	1,500.00	9,000.00
Agua, luz, telefono, internet	600.00	3,600.00
Mobiliario y equipo	1,500.00	9,000.00
Utiles de oficina	500.00	3,000.00
Depreciación mobiliario y equipo	400.00	2,400.00
Viaticos + combustibles	7,000.00	42,000.00
Total		69,000.00
Total gastos administrativos		187,769.88
Impuestos		
Descripción	Costo (Q)	
Total materiales	1,733,274.00	
Total mano de obra	481,356.00	
Total costo directo	2,214,630.00	
Utilidad 15% (sobre costo directo)	332,194.50	
ISR 28% (de utilidad)	93,014.46	
IVA 12% (de utilidad - ISR)	28,701.60	
ISO 1% (de costo directo)	22,146.30	
Total impuestos	143,862.36	
Total gastos administrativos e impuestos	331,632.24	
Porcentaje de costo directo	15%	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla LII. **Desglose de gastos de dirección de campo, abastecimiento de agua**

Dirección de campo		
Sueldos (período de construcción, 6 meses)		
Puesto	Costos / mes (Q)	Subtotal (Q)
Supervisor de la obra	9,500.00	57,000.00
Supervisor auxiliar	5,500.00	33,000.00
Dibujante	3,400.00	20,400.00
Total gastos de dirección de campo		110,400.00
Porcentaje de costo directo		5%

Fuente: Elaboración propia.

3.19. Cronograma de ejecución

En el cronograma de ejecución muestra el tiempo que se necesita para construir cada una de las obras del proyecto, se considera condiciones climáticas normales durante el tiempo de ejecución produciendo en este período un buen rendimiento de la mano de obra; el tiempo de ejecución estimado es de 6 meses calendario (180 días).

Tabla LIII. Cronograma de ejecución, sistema de abastecimiento de agua

No.	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	Avance	Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				Mes 5				Mes 6			
				Unitario (Q)	Renglón (Q)			1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	Preliminares	km	2.86	3,690.91	10,556.00	0.34%																									
2	Captación	Unidad	1	241,360.00	241,360.00	7.78%																									
3	Línea de conducción	km	2.86	549,529.37	1,571,654.00	50.69%																									
4	Válvula de aire	Unidad	4	6,786.50	27,146.00	0.88%																									
5	Válvula de limpieza	Unidad	3	9,487.33	28,462.00	0.92%																									
6	Paso de zanjón	Unidad	5	24,493.00	122,465.00	3.95%																									
7	Caja distribuidora de caudal	Unidad	1	260,505.00	260,505.00	8.40%																									
8	Tanque de almacenamiento	m³	270	2,728.13	736,596.00	23.76%																									
9	Caja rompe presión	Unidad	2	50,869.00	101,738.00	3.28%																									
TOTAL					3,100,482.00	100.00%	Tiempo estimado de construcción, 6 meses																								

Fuente: Elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. A través de la planificación de los proyectos puente colgante peatonal para el caserío Encuentros Abajo y mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua, para la cabecera municipal de Quezaltepeque, desarrollados como parte del ejercicio profesional supervisado -EPS-, de la carrera de ingeniería civil del Centro Universitario de Oriente, se logra contribuir con el desarrollo social de dichas comunidades, proveyendo soluciones viables, tecno-económicas para mejorar la calidad de vida de sus habitantes.
2. El diseño del puente peatonal colgante, es una solución técnica, proporcionando una vía de acceso adecuada, para atravesar el río Santa cruz en toda época del año, beneficiando a los habitantes del caserío Encuentros Abajo.
3. El diseño del mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable, para la cabecera municipal de Quezaltepeque, contribuye con la optimización del suministro del vital líquido, para la población actual y futura, durante los 20 años de vida útil del proyecto.

RECOMENDACIONES

1. Priorizar la gestión de los recursos necesarios para ejecutar los proyectos, los cuales contribuirán significativamente al desarrollo y bienestar de la población, tanto del caserío Encuentros Abajo, como de la cabecera municipal de Quezaltepeque.
2. Implementar un plan de mantenimiento para el puente colgante peatonal, a través del cual se verifique el estado de los elementos del puente y se identificará cuando se requiera de algún tipo de reparación preventiva o correctiva de cualquier daño.
3. La operación y mantenimiento del sistema de abastecimiento de agua, debe realizarse continuamente en todas las obras que componen el proyecto, según programa propuesto, para reducir todo tipo de reparaciones correctivas. Analizar frecuentemente la calidad del agua para verificar que sea sanitariamente segura, libre de organismos patógenos y con cantidades adecuadas de cloro residual libre.
4. Al ejecutar los proyectos es preciso seguir las especificaciones técnicas establecidas y todos los detalles mostrados en los planos constructivos, además verificar la calidad de los materiales y supervisar la calidad de mano de obra.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Agüero Pittman, Roger (1997). *Agua Potable para Poblaciones Rurales*. Asociación de Servicios Educativos Rurales. Lima, Perú.
2. Aguilar Ruiz, Pedro, (2007). *Apuntes Sobre el Curso de Ingeniería Sanitaria 1*. (Trabajo de graduación de Ingeniería Civil). Universidad de San Carlos. Guatemala.
3. American Concrete Institute -ACI-. (2008). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y comentario*. U.S.A.
4. Aparicio Mijares, Francisco J. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. Primera Reimpresión. México, D. F.: Editorial LIMUSA.
5. Bang, Avery Louise, (2009). *Cable-suspended Pedestrian Bridge Design for Rural Construction*. A project submitted to the Faculty of the Graduate School of the University of Colorado in partial fulfillment of the requirement for the degree of Master of Science. Department of Civil and Environmental Engineering.
6. Breña Puyo, Agustín Felipe y Jacobo villa, Marco Antonio, (2006). *Principios y Fundamentos de la Hidrología Superficial*. Universidad Autónoma metropolitana. México.
7. Casanova Matera, Leonardo (2002). *Topografía Plana*. Departamento de Vías, Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes. Mérida.

8. COGUANOR NTG 29001, Norma Técnica Guatemalteca (2010). *Agua para consumo humano (agua potable), Especificaciones. Comisión Guatemalteca de Normas.* Ministerio de Economía.
9. Das, Braja M. (2006). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones.* Quinta Edición. México: THOMSON.
10. Instituto de Fomento Municipal -INFOM- y Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales -UNEPAR- (1997). *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales.* Segunda Revisión. Guatemala.
11. Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología - INSIVUMEH- . (2002). *Informe de Intensidades de Lluvia.* Guatemala.
12. Martínez Figueroa, Karen Michelle (2013). *Diagnóstico Ambiental y Actividades de Gestión Ambiental desarrolladas en la Asociación Regional campesina Chortí (ASORECH), Ubicada en el Municipio de Quezaltepeque Departamento de Chiquimula.* (Ejercicio Profesional Supervisado, Ingeniería en Gestión Ambiental Local). Centro Universitario de Oriente. Chiquimula.
13. Mott, Robert L. (2006). *Mecánica de Fluidos.* Sexta Edición. México. Pearson Educación.
14. Nilson, Arthur H. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto.* Duodécima edición. Colombia: Mc Graw Hill.

15. Organización Mundial de la Salud (2006). *Guías para la Calidad del Agua Potable*. Tercera Edición. Suiza.
16. Organización Panamericana de la Salud. (2007). *Guía para la Selección de Sistema de Desinfección*. Lima.
17. Plan de desarrollo municipal –PDM- 2011 – 2025. Quezaltepeque, Chiquimula, 2010.
18. Portillo Vásquez, Jorge Alberto (2013). *Desarrollo de una Propuesta para el Sistema de Desinfección de cloro gas, Aplicado a la Distribución de Agua del Tanque Labor de castilla, de la Empresa ABASTESA*. (Trabajo de graduación de Ingeniería Industrial). Universidad de San Carlos. Guatemala.
19. Sapag Chain, Nassir (2011). *Proyectos de Inversión, Formulación y Evaluación*. Segunda Edición. Chile: Pearson Educación.
20. Secretaria de Planificación y Programación de la Presidencia (SEGEPLAN). *Manual de Formulación y Evaluación de Proyectos*. Presentación de las Normas del Sistema Nacional de Inversión Pública para el Ejercicio Fiscal 2013.
21. Zegarra Ciquero, Luis, (2007). *Análisis y diseño de Puentes Colgantes*. (Tesis para optar el Grado Académico de Magíster en Ingeniería Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú.

APÉNDICE

APÉNDICE A	Libreta topográfica, puente colgante peatonal, caserío Encuentros Abajo, Quezaltepeque, Chiquimula.
APÉNDICE B	Hoja cartográfica del cauce principal y delimitación de la cuenca del río Santa Cruz.
APÉNDICE C	Planos del proyecto, puente colgante peatonal caserío Encuentros Abajo, Quezaltepeque, Chiquimula.
APÉNDICE D	Libreta topográfica, proyecto mejoramiento sistema de abastecimiento de agua potable, cabecera municipal de Quezaltepeque, departamento de Chiquimula.
APÉNDICE E	Cálculo hidráulico de la línea de conducción, proyecto mejoramiento sistema de abastecimiento de agua potable, cabecera municipal de Quezaltepeque, departamento de Chiquimula.
APÉNDICE F	Planos constructivos del proyecto, mejoramiento sistema de abastecimiento de agua potable, cabecera municipal de Quezaltepeque, departamento de Chiquimula.

APÉNDICE A

Tabla A1. **Libreta topográfica, puente colgante peatonal, caserío
Encuentros Abajo, Quezaltepeque, Chiquimula**

EST	PV	AZIMUT			DIST. (m)	COORDENADAS TOTALES			OBS.
		°	'	"		X	Y	Z	
E1		-	-	-	0.00	100	100	100	Est. Inicial
E1	1	265	4	45	53.58	46.61	95.40	105.17	P
	2	261	14	50	53.55	47.08	91.85	105.37	P
	3	265	39	10	38.45	61.66	97.09	101.88	P
	4	253	31	20	42.38	59.36	87.98	102.70	P
	5	267	44	20	27.76	72.26	98.90	99.41	P
	6	249	15	10	26.90	74.84	90.47	100.51	P
	7	229	36	15	12.36	90.59	91.99	101.19	P
	8	120	33	45	13.83	111.91	92.97	97.44	P
	9	112	38	30	10.95	110.11	95.78	99.17	P
	10	102	29	25	10.24	110.00	97.79	99.17	P
	11	99	34	0	9.14	109.01	98.48	98.63	P
	12	96	29	10	15.03	114.93	98.30	96.29	P
	13	97	59	45	12.61	112.49	98.25	97.13	P
	14	79	35	25	6.77	106.66	101.22	98.89	P
	15	81	4	35	12.25	112.10	101.90	96.37	P
	16	55	23	30	7.29	106.00	104.14	98.40	P
	17	54	10	45	10.44	108.47	106.11	96.06	P
	18	37	18	50	7.52	104.56	105.98	98.51	P
	19	41	14	45	9.97	106.57	107.50	96.15	P
	20	21	45	5	8.87	103.29	108.24	98.39	P
	21	25	11	25	9.92	104.22	108.98	96.18	P
	22	358	35	5	6.79	99.83	106.79	98.76	P
	23	358	38	10	8.79	99.79	108.79	96.79	P
	24	311	38	50	7.63	94.30	105.07	99.01	P
	25	34	29	10	5.46	103.09	104.50	99.06	P
	26	99	3	0	6.61	106.53	98.96	99.03	P
	27	284	37	37	4.88	95.28	101.23	100.14	P
	28	237	48	50	7.07	94.02	96.23	100.90	P
	29	281	1	20	11.97	88.25	102.29	99.46	P

ontinuación tabla A1

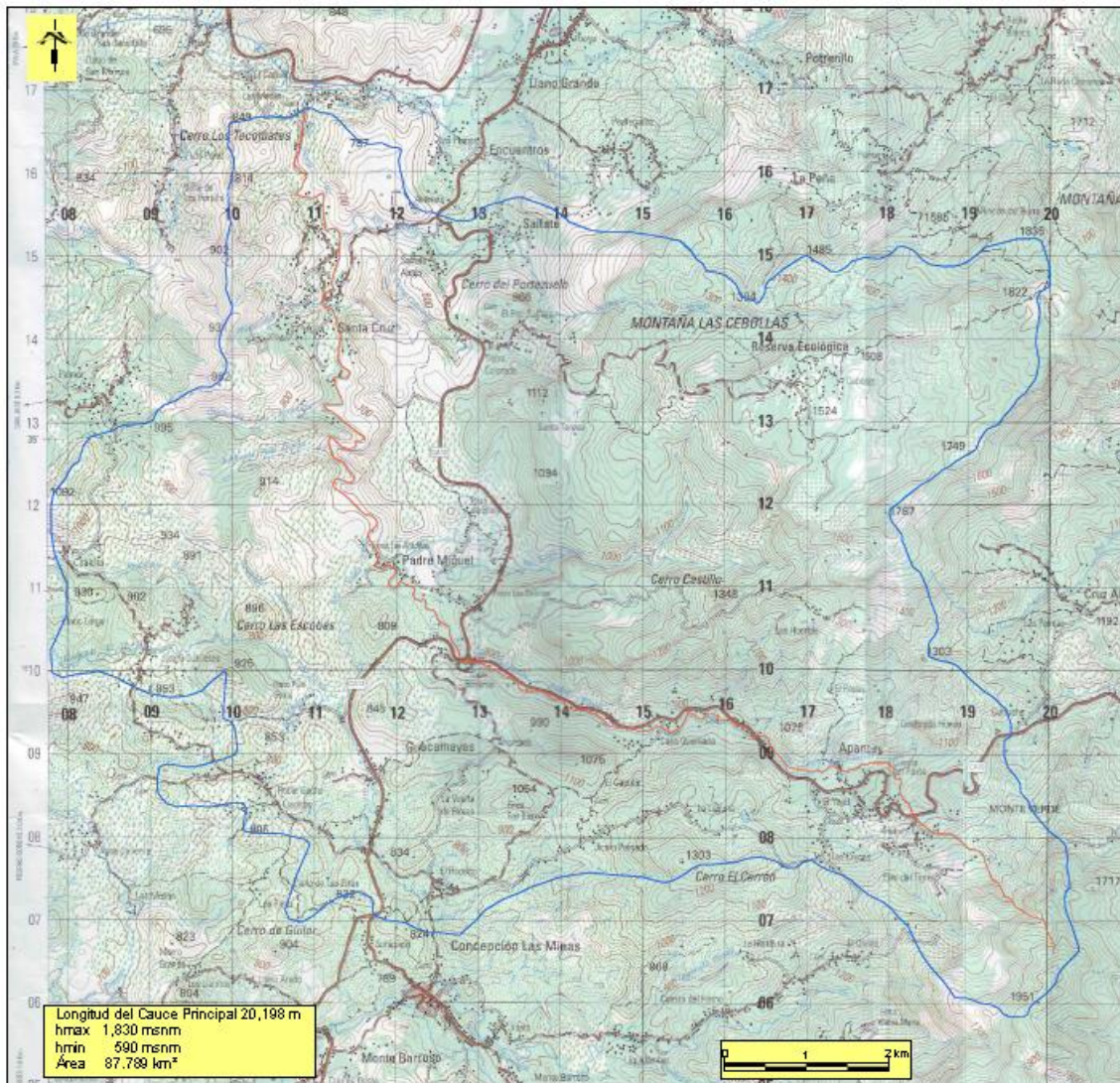
EST	PV	AZIMUT			DIST. (m)	COORDENADAS TOTALES			OBS.
		°	'	"		X	Y	Z	
E1	30	278	6	10	14.46	85.68	102.04	98.22	P
	31	259	17	35	15.69	84.59	97.09	99.97	P
	32	265	39	45	18.98	81.07	98.56	98.83	P
	33	276	44	30	20.95	79.19	102.46	98.75	P
	34	304	8	50	13.74	88.63	107.71	97.76	P
	35	348	27	15	13.45	97.31	113.18	96.24	P
	36	0	52	5	19.75	100.30	119.75	95.18	P
	37	18	27	50	18.33	105.81	117.39	95.22	P
	38	46	15	10	16.14	111.66	111.16	95.72	P
	39	49	8	45	17.15	112.97	111.22	95.13	P
	40	95	42	50	22.73	122.62	97.74	95.06	P
	41	116	40	30	32.27	128.83	85.52	95.08	P
	42	116	7	5	47.39	142.55	79.14	94.46	P
	43	115	38	15	54.43	149.07	76.45	97.54	P
	44	97	7	5	43.59	143.26	94.60	98.96	P
	45	91	24	10	36.96	136.95	99.10	98.27	P
	46	163	54	30	31.69	108.78	69.56	98.79	P
	47	160	5	20	33.29	111.34	68.70	98.79	P
	48	119	18	50	18.87	116.45	90.76	96.39	P
	49	43	43	5	26.61	118.39	119.23	94.86	P
	50	46	48	50	34.97	125.50	123.93	94.06	P
	51	45	56	40	38.21	127.46	126.57	93.94	P
	52	33	45	40	44.74	124.86	137.20	94.92	P
	E2	44	53	25	53.02	137.42	137.56	103.57	E2
E2	53	199	33	20	13.00	133.07	125.31	102.18	P
	54	213	15	15	13.08	130.24	126.62	101.56	P
	55	233	55	50	11.25	128.33	130.94	101.70	P
	56	192	30	40	11.58	134.91	126.25	103.14	P
	57	212	12	0	5.90	134.27	132.57	102.65	P
	58	257	46	0	10.62	127.04	135.31	99.39	P
	59	259	0	50	6.35	131.18	136.35	101.58	P
	60	293	36	35	12.05	126.37	142.39	98.54	P
	61	299	39	0	3.65	134.24	139.37	102.09	P
	62	308	21	5	13.55	126.79	145.97	99.93	P

Continuación tabla A1

EST	PV	AZIMUT			DIST. (m)	COORDENADAS TOTALES			OBS.
		°	'	''		X	Y	Z	
E2	63	326	21	10	5.75	134.23	142.35	102.23	P
	64	345	36	40	8.86	135.21	146.15	102.07	P
	65	337	34	20	16.30	131.20	152.63	100.65	P
	66	355	1	5	19.48	135.72	156.97	101.32	P
	67	347	30	0	22.33	132.58	159.36	100.14	P
	68	16	30	0	8.26	139.76	145.48	103.44	P
	69	326	53	45	4.87	134.75	141.64	103.16	P
	70	195	4	30	3.93	136.39	133.77	104.55	P
	71	165	22	50	7.08	139.20	130.71	105.76	P
	72	135	39	0	9.95	144.37	130.44	106.82	P
	73	185	20	55	17.34	135.80	120.30	105.78	P
	74	175	18	45	16.85	138.79	120.77	105.63	P
	75	182	4	20	24.85	136.52	112.72	103.94	P
	76	180	3	55	29.84	137.38	107.72	103.48	P
	77	175	53	5	27.82	139.41	109.81	103.94	P
	78	154	43	20	26.71	148.82	113.41	107.09	P
	79	180	46	50	27.79	137.04	109.77	104.44	P
	80	266	41	55	25.29	112.16	136.10	95.24	P
	E3	337	10	5	37.49	122.87	172.11	96.49	E3
E3	81	177	15	15	31.08	124.36	141.07	95.28	P
	82	166	13	45	18.50	127.27	154.14	96.84	P
	83	131	58	43	11.00	131.05	164.75	96.93	P
	84	101	51	30	12.48	135.08	169.55	97.43	P
	85	63	37	20	13.99	135.41	178.33	96.68	P
	86	48	34	15	23.90	140.79	187.92	96.67	P
	87	46	15	45	45.80	155.96	203.78	96.84	P
	88	45	42	20	56.98	163.65	211.90	98.05	P
	89	38	52	55	44.00	150.49	206.36	96.84	P
	90	38	3	35	18.20	134.09	186.44	96.54	P
	91	335	31	50	6.89	120.02	178.38	95.76	P
	92	172	46	40	9.00	124.00	163.19	96.48	P
	93	183	56	20	31.57	120.70	140.62	95.14	P
	94	269	13	10	23.33	99.55	171.79	93.99	P

APÉNDICE B

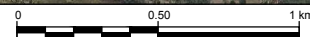
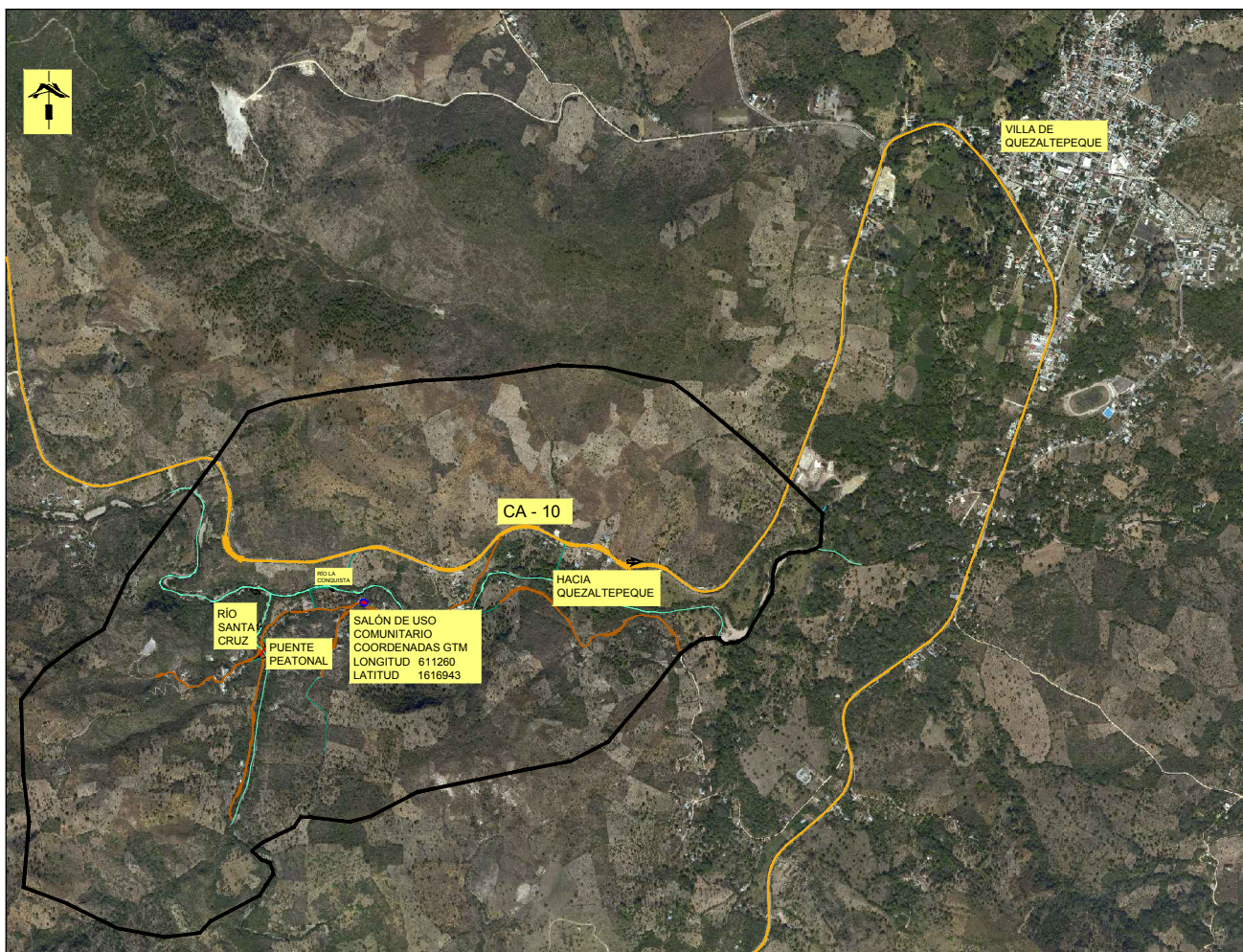
Hoja cartográfica del cauce principal y delimitación de la cuenca del río Santa Cruz



APÉNDICE C

Planos del proyecto, puente colgante peatonal caserío Encuentros Abajo, Quezaltepeque, Chiquimula.

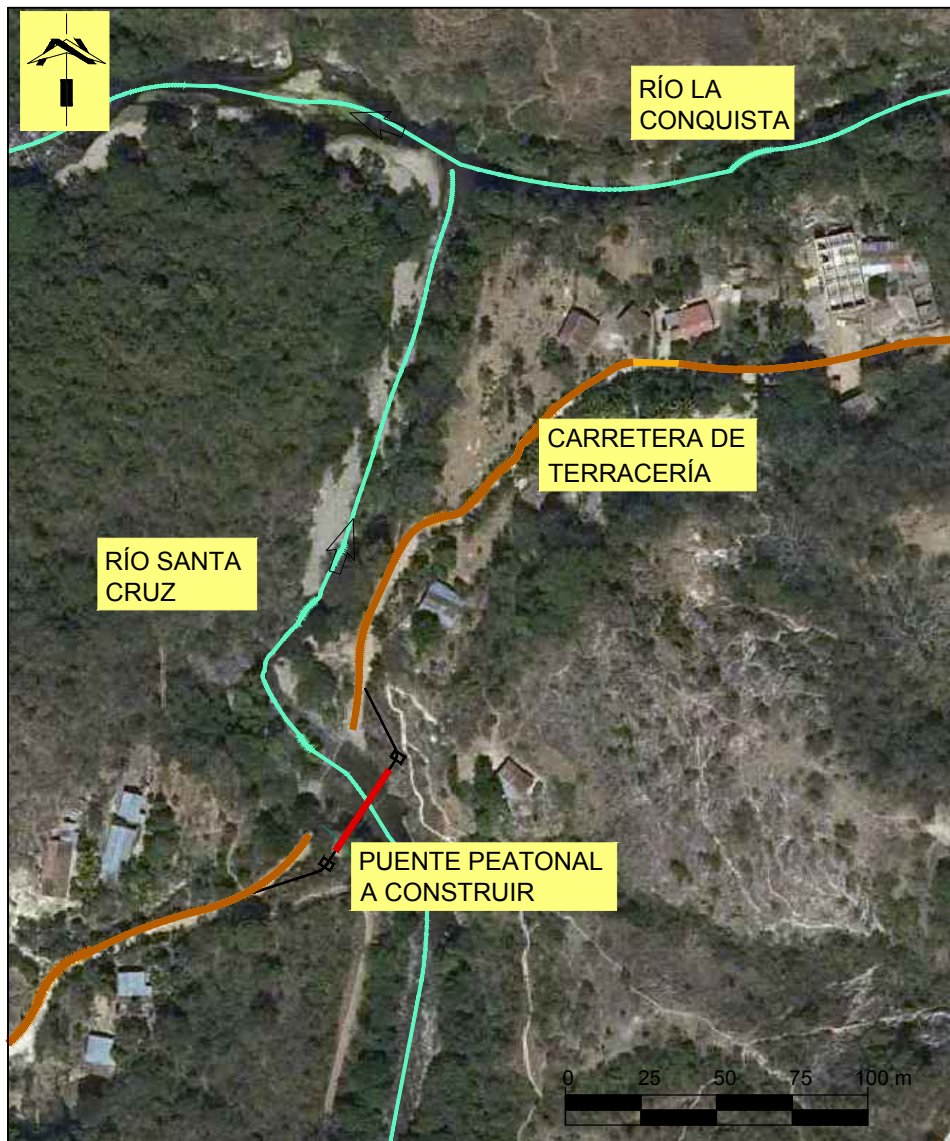
1. Plano de localización
2. Plano de ubicación
3. Curvas de nivel
4. Planta y perfil
5. Planta acotada y elevación lateral
6. Detalles de estribos
7. Detalles de anclajes
8. Detalles de torres
9. Detalles de superestructura
10. Detalles de gaviones



SIMBOLOGÍA	
	Puente peatonal
	Carretera pavimentada
	Carretera de terracería
	Río

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL			
UBICACIÓN: CASERÍO ENCUENTROS ABAJO, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA			
CONTENIDO: PLANO DE LOCALIZACIÓN			
Diseñó: Manuel H. Santos M.	Calculó: Manuel H. Santos M.	Dibujó: Manuel H. Santos M.	Escala: Indicada
Revisó: _____	Vo Bo: _____		Hoja: 1 / 10





LONGITUD DEL PUENTE PEATONAL: 36 m

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL

UBICACIÓN: CASERÍO ENCUENTROS ABAJO, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA

CONTENIDO: PLANO DE UBICACIÓN

Diseñó:
Manuel H. Santos M.

Calculó:
Manuel H. Santos M.

Dibujó:
Manuel H. Santos M.

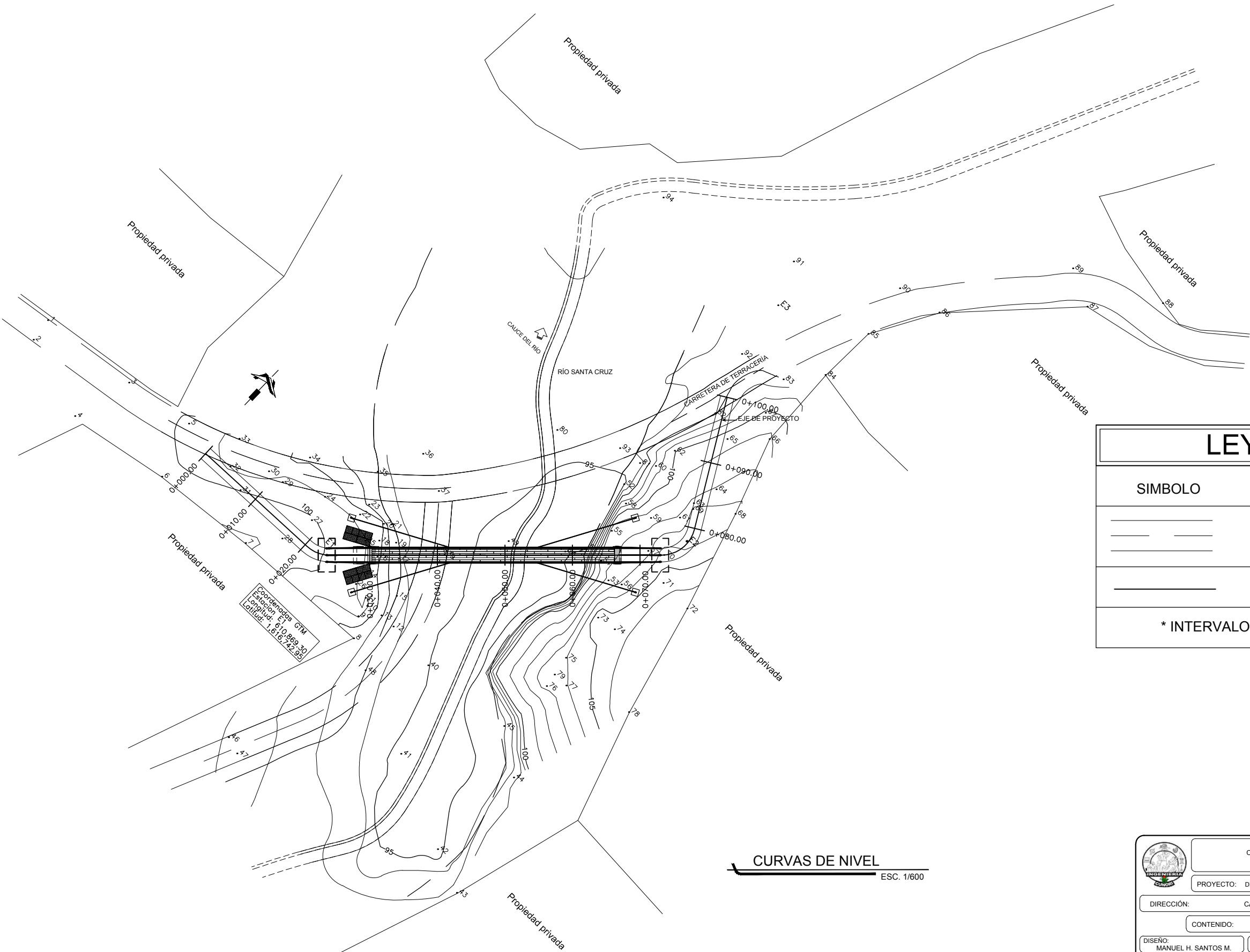
Escala:
Indicada

Revisó: _____

Vo Bo: _____

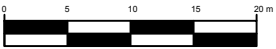
Hoja: 2 / 10



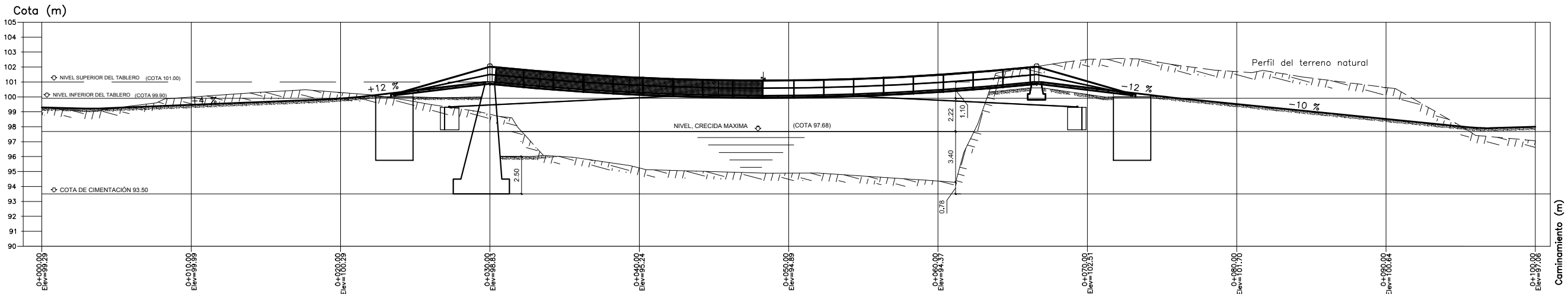


LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
	CARRETERA DE TERRACERÍA
	EJE DE PROYECTO
* INTERVALO DE CURVAS DE NIVEL 1 m.	

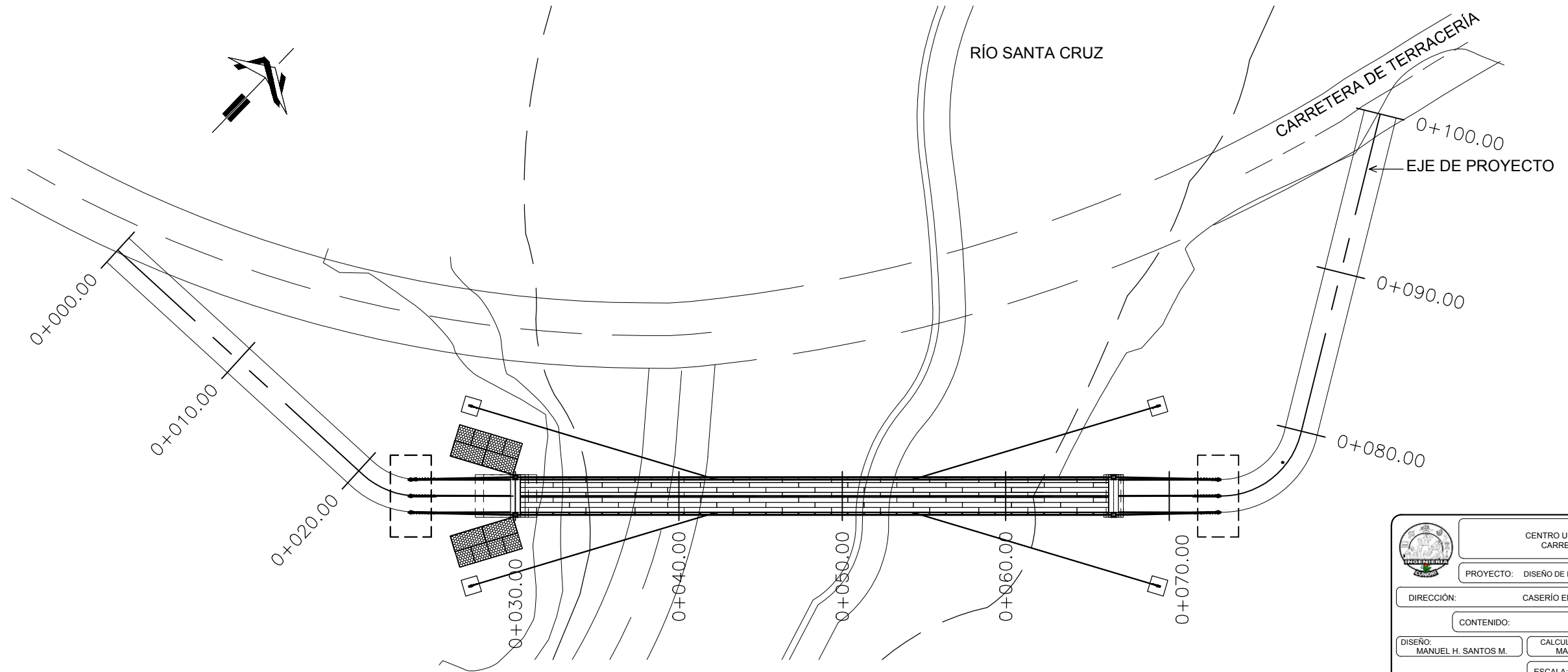
CURVAS DE NIVEL
ESC. 1/600



	CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERÍA	
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL		
DIRECCIÓN: CASERÍO ENCUENTROS ABAJO, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: CURVAS DE NIVEL		HOJA:
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CÁLULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.
ESCALA: INDICADA		3 / 10
REVISÓ: _____		Va. Bo. _____



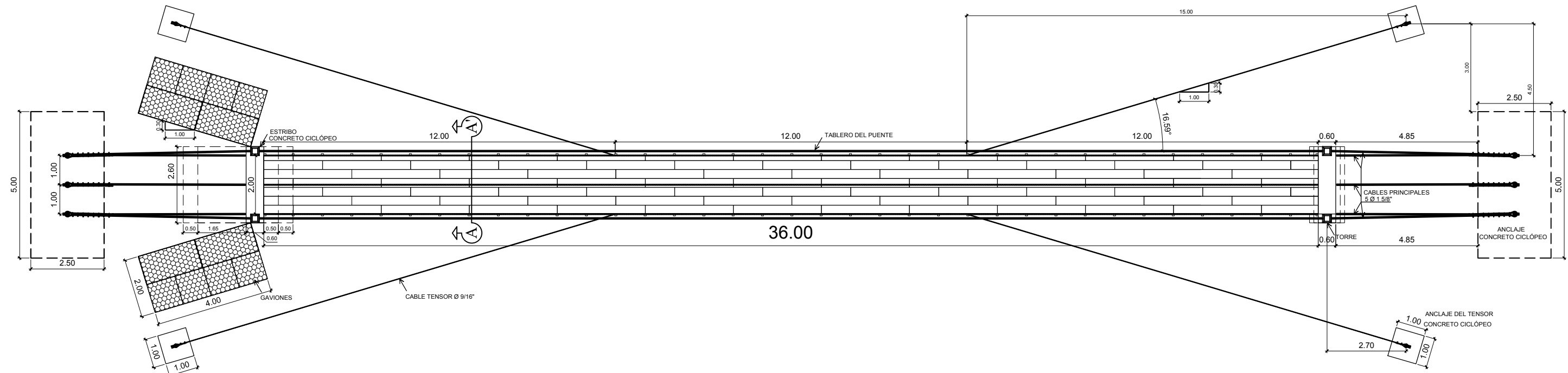
PERFIL EN EJE CENTRAL
ESC. 1/300



PLANTA DE CONJUNTO
ESC. 1/300

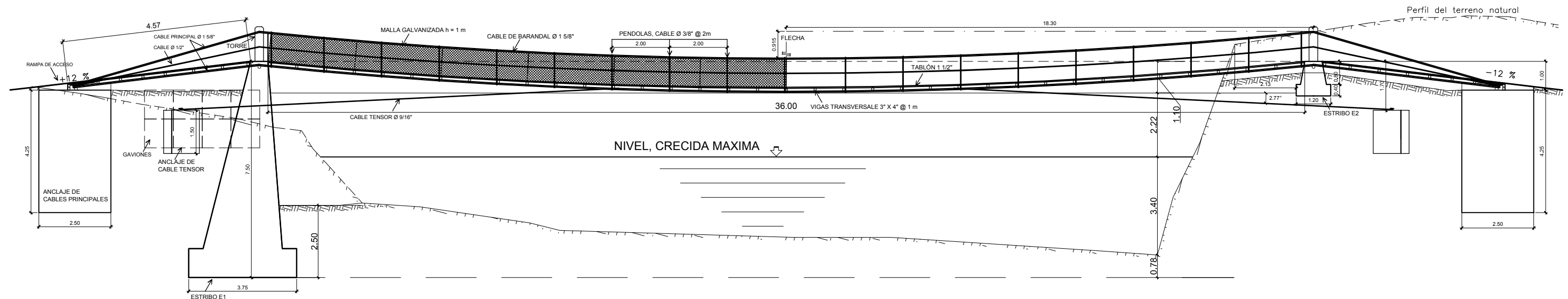


		CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERÍA		
PROYECTO:		DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL		
DIRECCIÓN:		CASERÍO ENCUENTROS ABAJO, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO:		PLANTA Y PERFIL		HOJA:
DISEÑO:	CÁLCULO:	DIBUJO:		4/10
MANUEL H. SANTOS M.	MANUEL H. SANTOS M.	MANUEL H. SANTOS M.		
ESCALA:		INDICADA		
REVISÓ:		Vo. Bo.		



PLANTA ACOTADA

ESC. 1/140



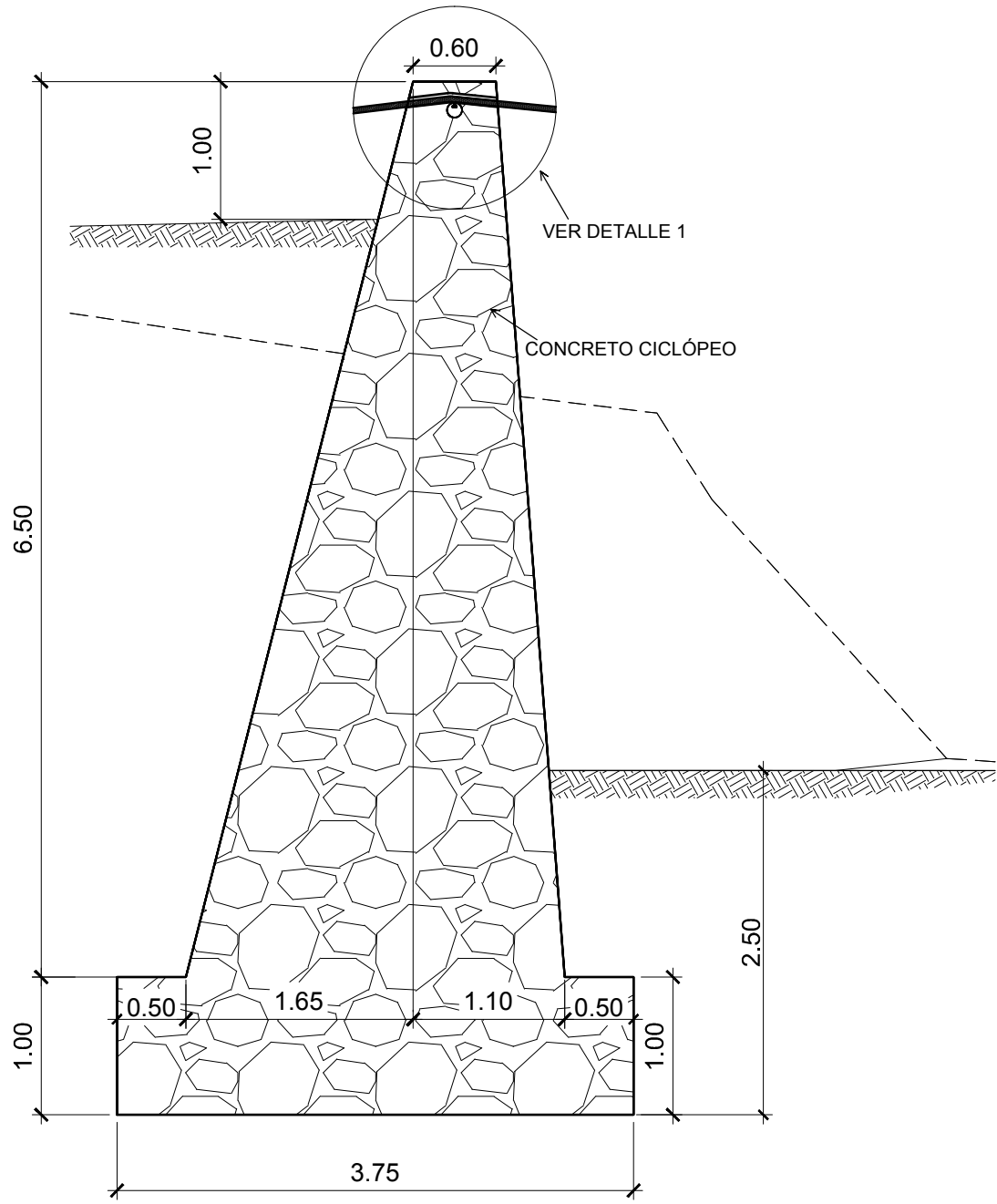
NIVEL, CRECIDA MAXIMA

ELEVACIÓN LATERAL

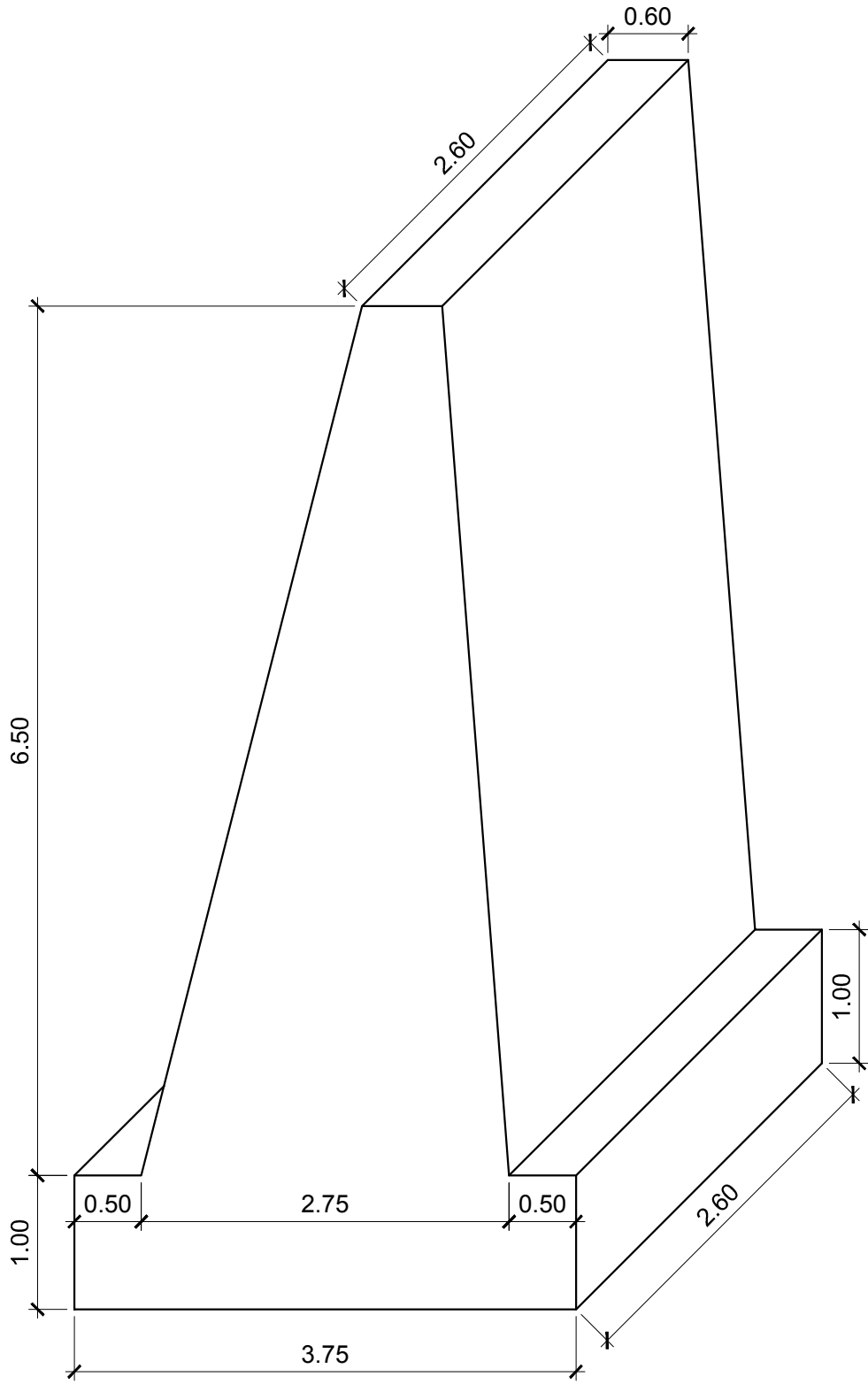
ESC. 1/140



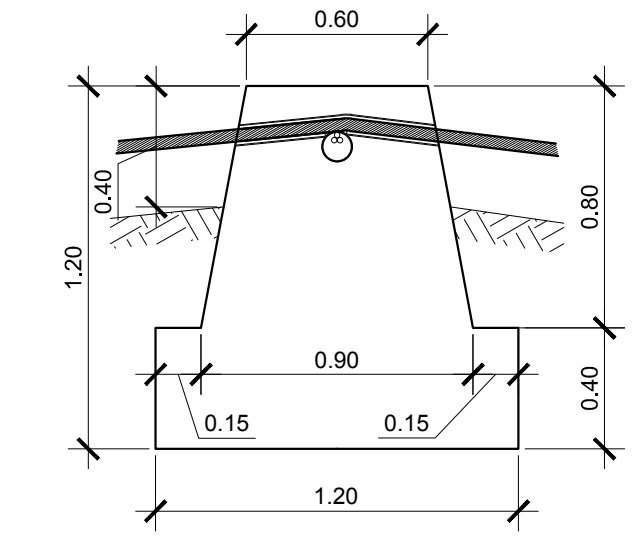
	CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERIA	
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL		
DIRECCIÓN: CASERÍO ENCUENTROS ABAJO, QUEZALTEPEQUE, CHICHIMULA		
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA Y ELEVACION LATERAL		
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.
ESCALA: INDICADA		
REVISÓ: _____		Va. Bo. _____



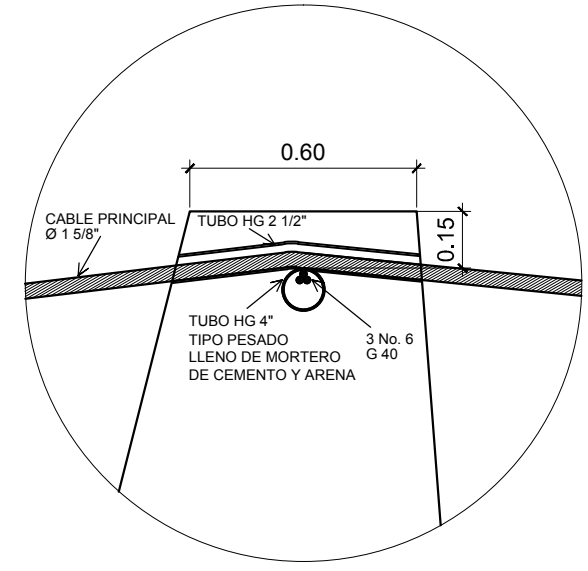
ELEVACIÓN ESTRIBO E1
ESC. 1/50



ISOMÉTRICO ESTRIBO E1
ESC. 1/50



ELEVACIÓN ESTRIBO E2
ESC. 1/25

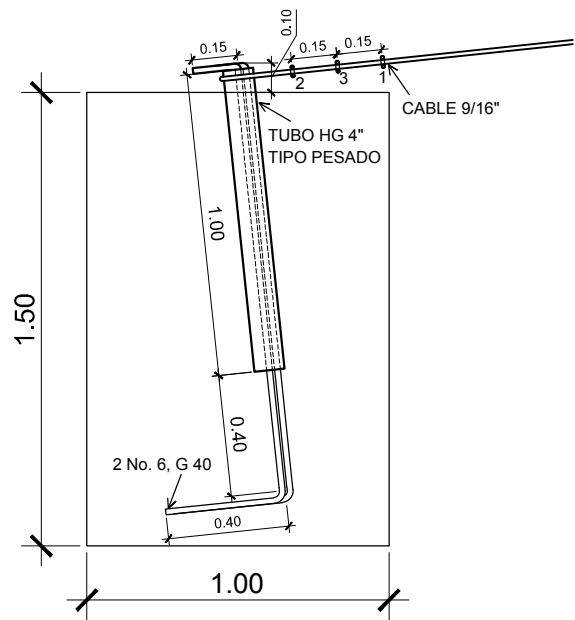
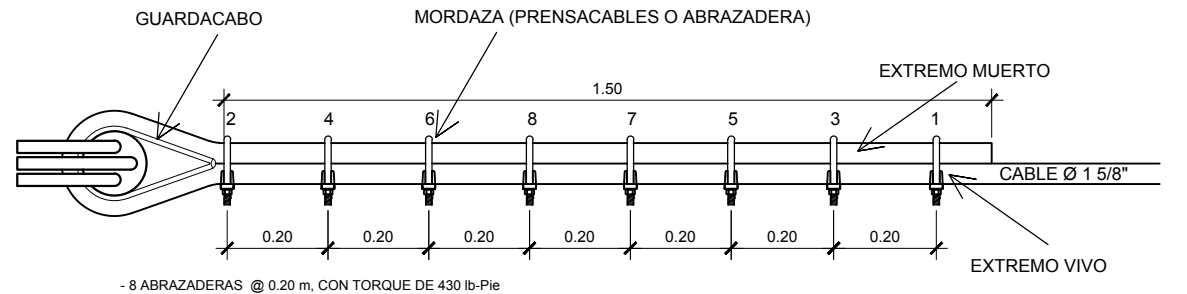
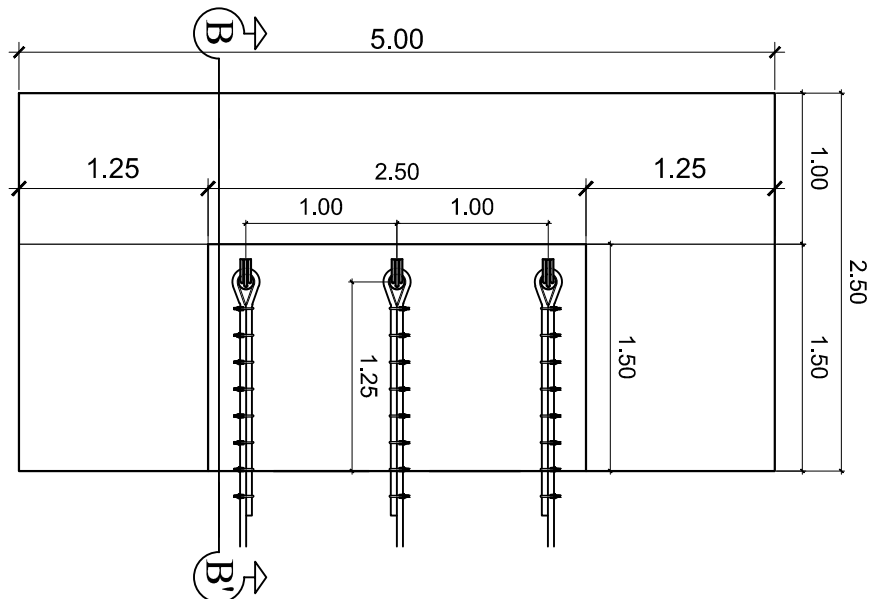
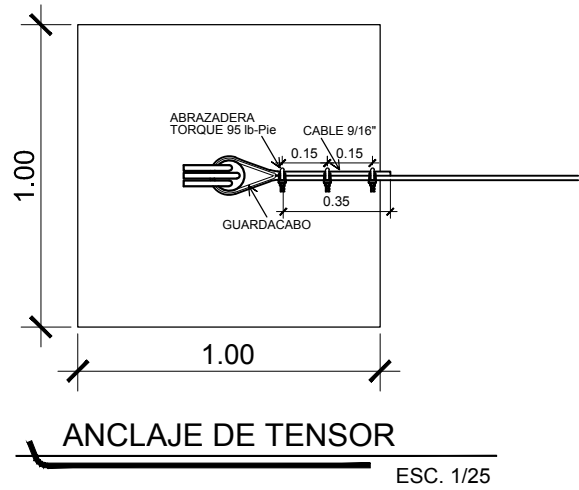


DETALLE 1
ESC. 1/20

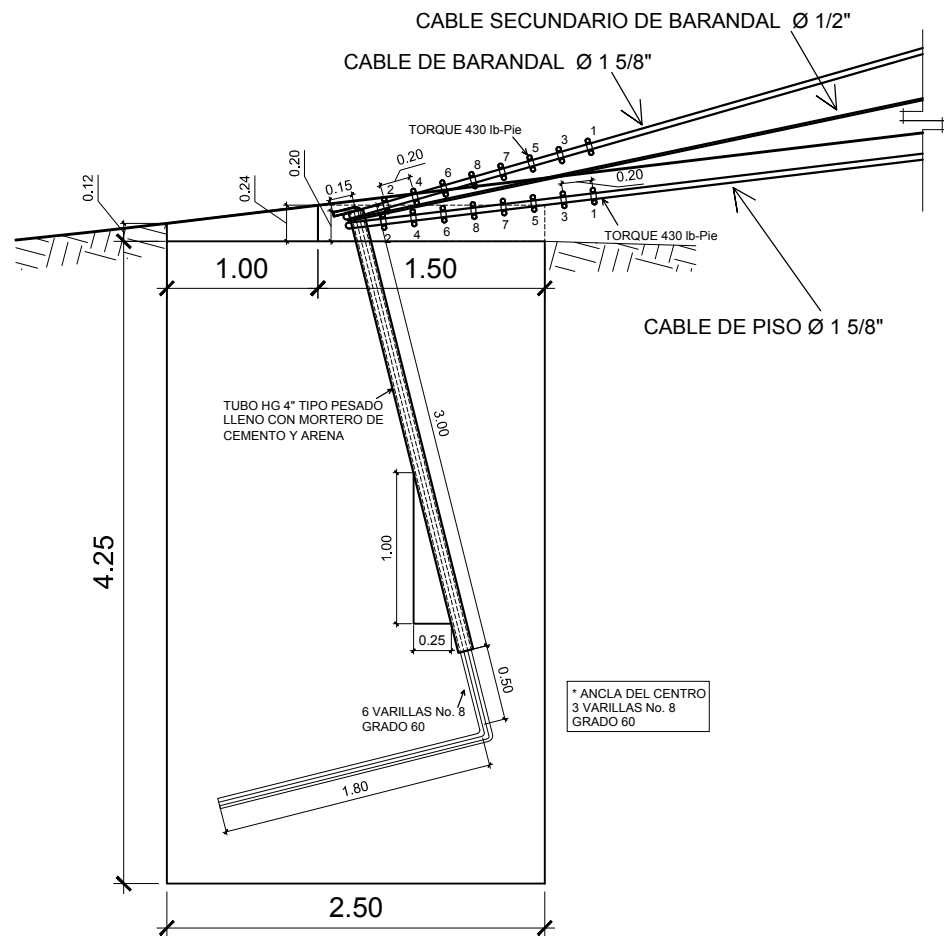
ESPECIFICACIONES

- RESISTENCIA DEL CONCRETO: 2500 PSI, CON PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA: 1:2:2.75.
- CEMENTO: CEMENTO HIDRAULICO BAJO LA NORMA ASTM C 150 Ó COGUANOR NG 41005, RESISTENCIA MÍNIMA DE 3000 PSI A 28 DÍAS.
- AGUA: EL AGUA PARA MEZCLADO Y CURADO DEL CONCRETO DEBE SER LIMPIA Y LIBRE DE MATERIAL ORGÁNICO Y OTRAS SUSTANCIAS QUE PUEDAN SER NOCIVAS AL CONCRETO.
- AGREGADOS: LA ARENA Y EL PIEDRÍN DE 1/2", DEBEN ESTAR COMPLETAMENTE LIMPIOS.
- TAMAÑO MAXIMO DE LA PIEDRA: 30 cm.
- EL VOLUMEN TOTAL DE PIEDRA SERÁ DE 30% Y 70% DE VOLUMEN DE CONCRETO.

	CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERIA	
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL		
DIRECCIÓN: CASERÍO ENCUENTROS ABAJO, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: DETALLES DE ESTRIBOS		HOJA:
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.
ESCALA: INDICADA		6/10
REVISÓ: _____		Va. Bo. _____



PLANTA ANCLAJE
ESC. 1/50



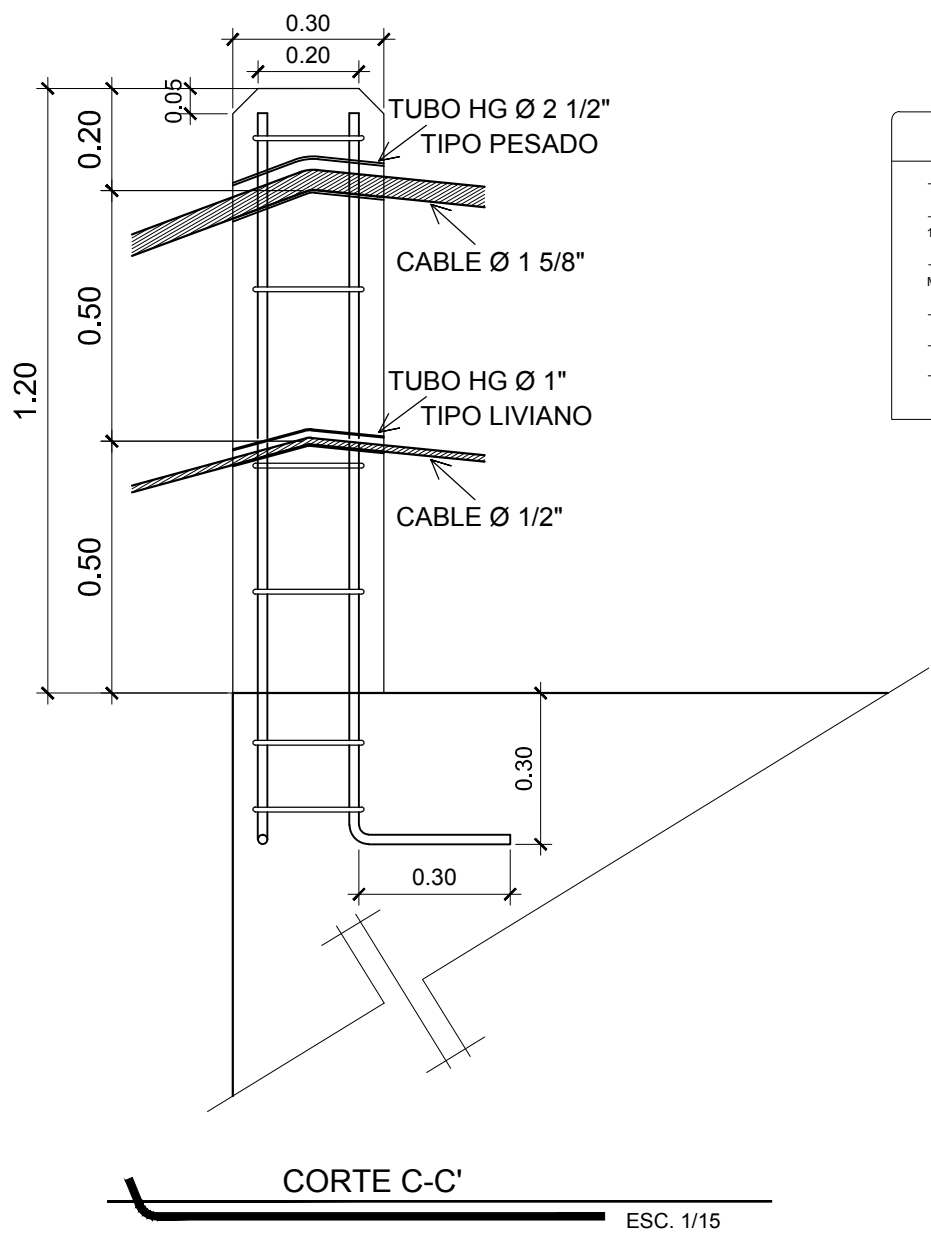
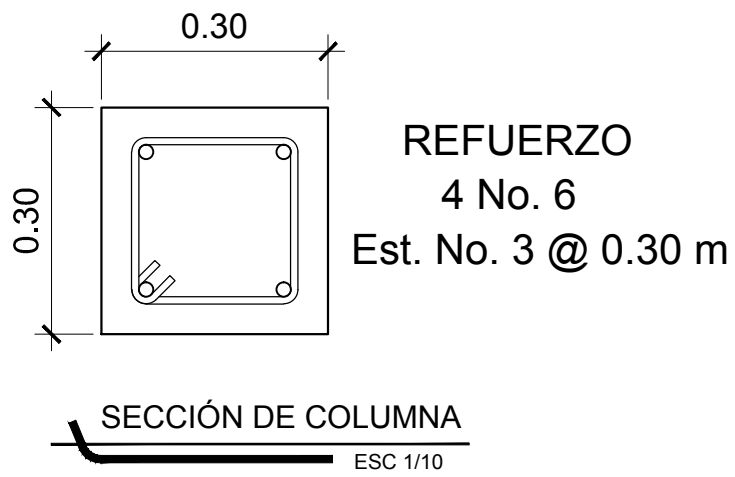
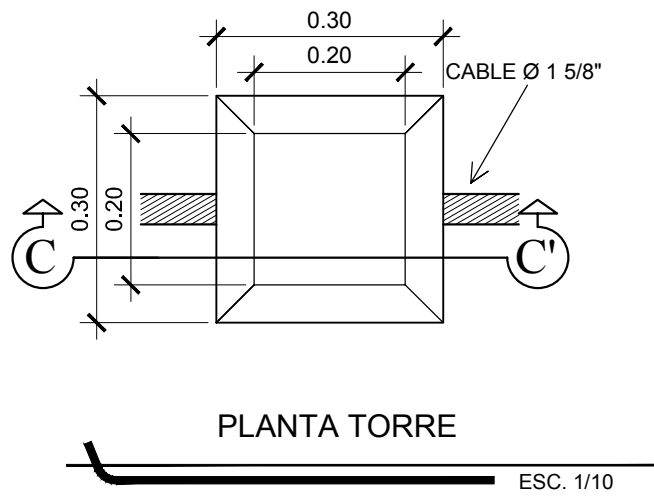
ATADO DE CABLE PRINCIPAL
ESC. 1/15

ATADO DE CABLES			
CABLE Ø"	LONGITU DE CABLE A DOBLAR (m)	No. DE MORDAZAS	TORQUE (lb-Pie)
3/8	0.20	2	45
1/2	0.35	3	65
9/16	0.35	3	95
1 5/8	1.50	8	430

ESPECIFICACIONES

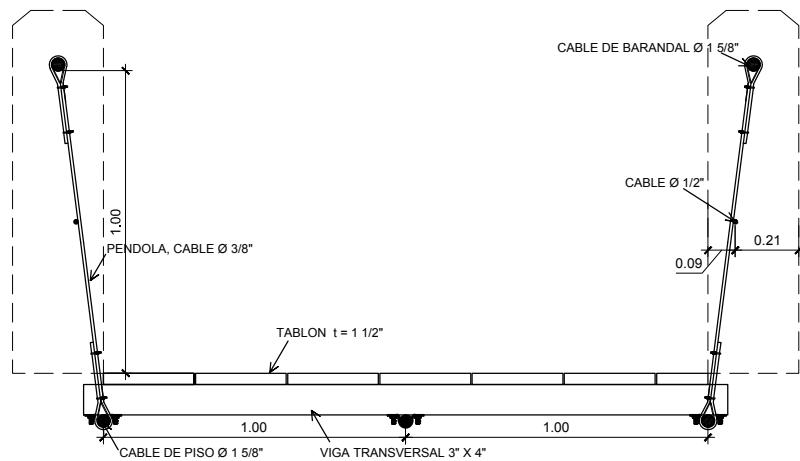
- RESISTENCIA DEL CONCRETO: 2500 PSI, CON PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA: 1:2:2.75.
- CEMENTO: CEMENTO HIDRAULICO BAJO LA NORMA ASTM C 595 Ó COGUANOR NG 41001 Y ASTM C 1157, RESISTENCIA MÍNIMA DE 3000 PSI A 28 DÍAS.
- AGUA: EL AGUA PARA MEZCLADO Y CURADO DEL CONCRETO DEBE SER LIMPIA Y LIBRE DE MATERIAL ORGÁNICO Y OTRAS SUSTANCIAS QUE PUEDAN SER NOCIVAS AL CONCRETO.
- AGREGADOS: LA ARENA Y EL PIEDRÍN DE, DEBEN ESTAR COMPLETAMENTE LIMPIOS.
- TAMAÑO MÁXIMO DE LA PIEDRA: 30 cm.
- EL VOLUMEN TOTAL DE PIEDRA DEBE SER DE 30% Y 70% SERA DE CONCRETO.
- LA ABRAZADERAS DEBEN COLOCADAS COMO SE INDICA Y APRETADAS DE ACUERDO A LA NUMERACION QUE TIENEN. LAS TUERCAS DEBEN SER APRETADAS CON TORQUIMETRO APLICANDO EL TORQUE INDICADO.

	CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERÍA	
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL		
DIRECCIÓN: CASERÍO ENCUENTROS ABAJO, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: DETALLES DE ANCLAJES		
HOJA: 7/10		
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.
ESCALA: INDICADA		
REVISÓ: _____		
Vo. Bo. _____		



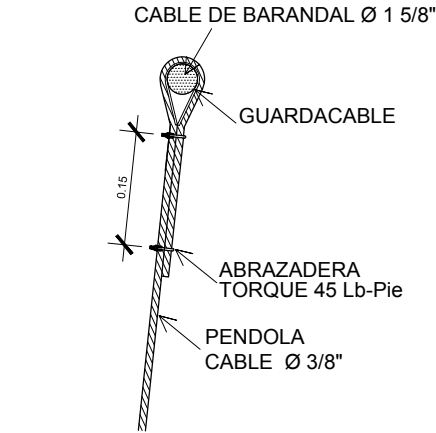
ESPECIFICACIONES
- RESISTENCIA DEL CONCRETO: $F_c = 3000$ PSI, CON PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA: 1:2:2.
- CEMENTO: CEMENTO HIDRAULICO BAJO LA NORMA ASTM C 595 Ó COGUANOR NG 41001 Y ASTM C 1157, RESISTENCIA MÍNIMA DE 3000 PSI A 28 DÍAS.
- AGUA: EL AGUA PARA MEZCLADO Y CURADO DEL CONCRETO DEBE SER LIMPIA Y LIBRE DE MATERIAL ORGÁNICO Y OTRAS SUSTANCIAS QUE PUEDAN SER NOCIVAS AL CONCRETO.
- AGREGADOS: LA ARENA Y EL PIEDRÍN DE $\frac{1}{2}$ ", DEBEN ESTAR COMPLETAMENTE LIMPIOS.
- ACERO: $F_y = 40,000$ PSI.
- RECUBRIMIENTO = 4 cm.

	CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERIA		
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL			
DIRECCIÓN: CASERÍO ENCUENTROS ABAJO, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA			
CONTENIDO: DETALLES DE TORRES			HOJA:
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CÁLULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.	8 / 10
ESCALA: INDICADA			
REVISÓ: _____		Vo. Bo. _____	



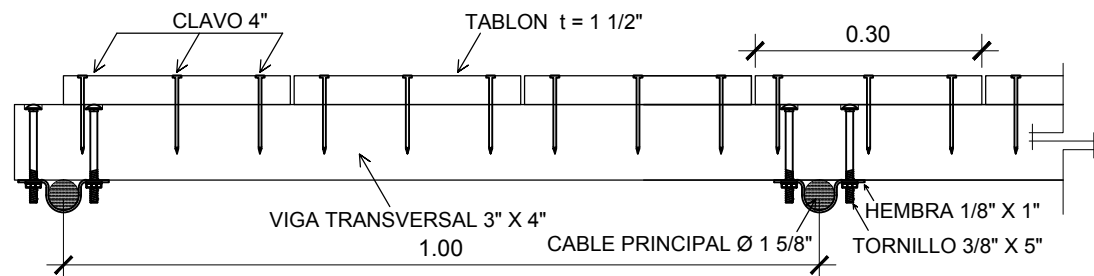
CORTE A-A'

ESC. 1/25



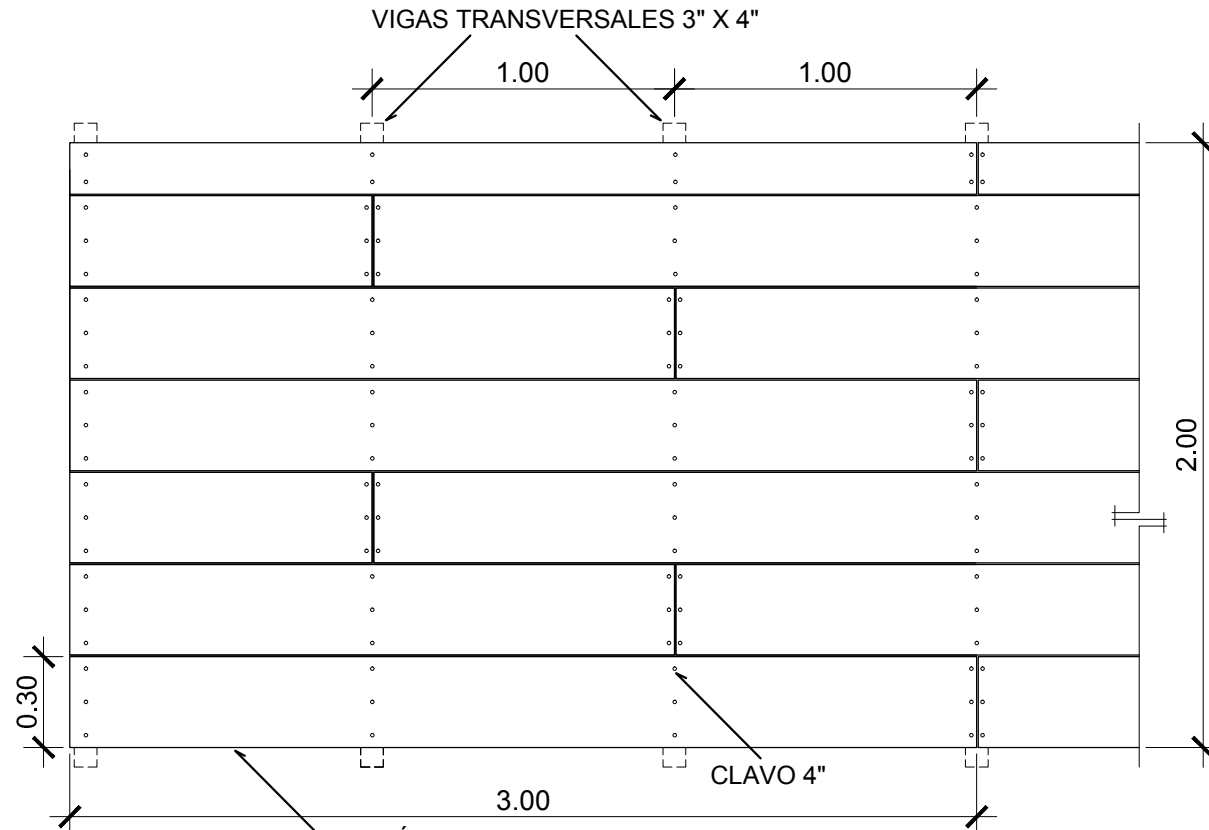
PENDOLA

ESC. 1/10



SUJECIÓN DE TABLONES

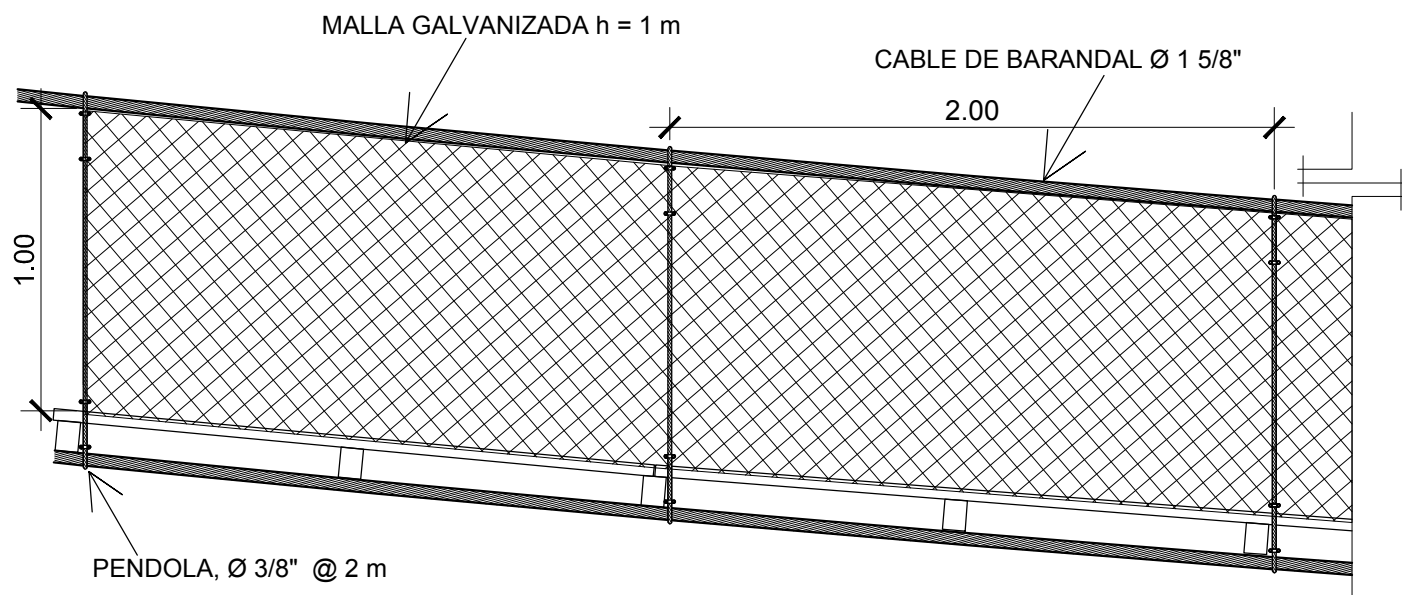
ESC. 1/10



* LA SEPARACIÓN ENTRE TABLONES LONGITUDINAL Y TRANSVERSALMENTE ES DE ½ cm.

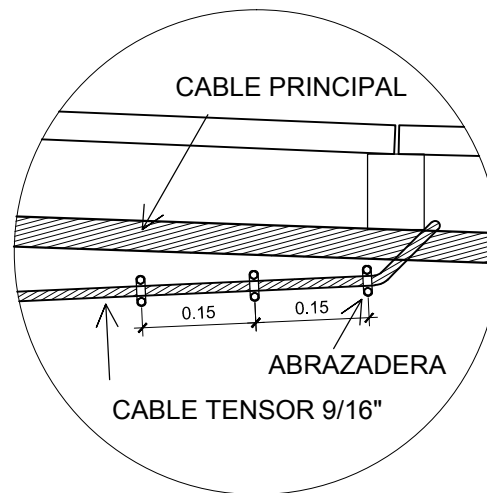
ESCALONADO DE TABLONES

ESC. 1/25



DETALLE DE MALLA

ESC. 1/25



CABLE TENSOR

ESC. 1/10

ESPECIFICACIONES

- MADERA: LA MADERA DEBE SER DE PINO TRATADA CONTRA, LOS TABLONES SERÁN SUJETADOS A LAS VIGAS POR MEDIO DE CLAVOS DE 4".
- LOS CABLES PRINCIPALES SON SUJETADOS CON ABRAZADERAS Y TORNILLADAS A LAS VIGAS.
- MALLA: LA MALLA DEBE SER SUJETADA A LAS PENDOLAS POR MEDIO DE ALAMBRE GALVANIZADO.
- ESCALONADO DE TABLONES: LOS TABLONES DEBEN SER ESCALONADOS PARA EVITAR QUE LAS UNIONES QUEDEN EN UNA MISMA LINEA.
- EL CABLE TENSOR SE UNE AL CABLE PRINCIPAL POR MEDIO DE UN GUARDACABO Y ABRAZADERAS PARA EL CABLE Ø 9/16".



CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
CARRERAS DE INGENIERÍA

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL

DIRECCIÓN:

CASERÍO ENCUENTROS ABAJO, QUEZALTEPEQUE, CHICHIMULA

CONTENIDO:

DETALLES DE SUPERESTRUCTURA

HOJA:

DISEÑO:

MANUEL H. SANTOS M.

CALCULO:

MANUEL H. SANTOS M.

DIBUJO:

MANUEL H. SANTOS M.

9/10

ESCALA:

INDICADA

REVISÓ:

Va. Bo.



ESC. 1/75



ESC. 1/75



ESC. 1/50

- PIEDRA: LOS GAVIONES DEBEN LLENARSE CON PIEDRA BOLA DE RIO, CON TAMAÑO ENTRE 4" Y 5".
- EL MURO TENDRÁ UNA INCLINACION DE 6° RESPECTO A LA VERTICAL, INCLINANDOSE HACIA EL TERRAPLÉN.
- EL ALAMBRE PARA COSIDO Y ATIRANTADO SERA GALVANIZADO REFORZADO DE 2.2 mm DE DIAMETRO.
- COLOCAR FILTRO GEOTEXTIL A LO LARGO DEL MURO CUANDO SE RELLENE EN LA PARTE POSTERIOR DE ESTE.
- EL RELLENO DEBE COMPACTARSE EN CAPAS MAXIMAS DE 0.30 m CADA UNA.

	CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERÍA	
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PEATONAL		
DIRECCIÓN: CASERIO ENCUENTROS ABAJO, QUEZALTEPEQUE, CHIQUEQUILA		
CONTENIDO: DETALLES DE GAVIONES		
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CÁLCULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.
ESCALA: INDICADA		
REVISÓ: _____	Vo. Bo. _____	

APÉNDICE D

Tabla D1. **Libreta topográfica, proyecto mejoramiento sistema de
abastecimiento de agua potable, cabecera municipal de
Quezaltepeque, departamento de Chiquimula.**

EST	PV	AZIMUT			DIST. (m)	COORDENADAS TOTALES			OBS.
		°	'	"		X	Y	Z	
1		-	-	-	0.00	2000.00	2000.00	1000.00	FUENTE
1	2	216	33	17.26	8.00	1995.24	1993.57	998.76	E
2	3	301	33	15.49	14.58	1982.81	2001.21	997.36	E
3	4	292	28	13.00	12.27	1971.47	2005.89	997.53	E
4	5	309	32	35.03	11.14	1962.88	2012.99	996.63	E
5	6	289	6	18.58	9.35	1954.04	2016.05	994.86	E
6	7	288	10	41.86	10.31	1944.25	2019.26	992.80	ZANJÓN
7	8	290	42	19.03	7.07	1937.63	2021.77	994.90	E
8	9	299	2	25.14	17.84	1922.04	2030.42	995.12	E
9	10	292	22	1.31	15.08	1908.09	2036.16	993.55	E
10	11	292	59	0.16	18.50	1891.06	2043.39	993.01	E
11	12	290	53	49.10	15.59	1876.50	2048.95	992.34	E
12	13	293	4	58.90	8.29	1868.87	2052.20	992.49	E
13	14	273	46	59.17	18.91	1850.00	2053.44	992.25	E
14	15	247	59	31.00	17.71	1833.58	2046.81	991.04	E
15	16	244	49	52.74	30.95	1805.57	2033.65	989.46	E
16	17	244	49	54.51	25.93	1782.11	2022.62	988.58	E
17	18	247	0	56.94	28.06	1756.27	2011.66	987.57	E
18	19	267	14	54.94	41.24	1715.08	2009.68	985.90	E
19	20	241	40	30.49	13.33	1703.35	2003.36	985.26	E
20	21	244	2	0.03	68.98	1641.33	1973.15	983.85	E
21	22	252	16	55.70	11.10	1630.76	1969.78	983.09	E
22	23	257	53	16.92	16.44	1614.68	1966.33	982.73	E
23	24	243	52	20.27	16.31	1600.04	1959.15	982.35	E
24	25	247	50	46.07	41.92	1561.22	1943.34	981.34	E
25	26	231	30	19.92	19.17	1546.21	1931.40	979.04	E
26	27	233	6	7.10	13.93	1535.07	1923.04	978.56	E
27	28	233	12	15.04	46.98	1497.45	1894.90	977.07	E

Continuación tabla D1

EST	PV	AZIMUT			DIST. (m)	COORDENADAS TOTALES			OBS.
		°	'	"		X	Y	Z	
28	29	229	39	24.48	66.93	1446.44	1851.57	975.89	E
29	30	251	25	20.70	9.68	1437.27	1848.49	975.25	ZANJÓN
30	31	266	41	5.56	40.59	1396.75	1846.14	977.83	E
31	32	273	38	38.64	9.71	1387.06	1846.76	980.90	E
32	33	273	15	31.65	19.16	1367.93	1847.85	983.86	E
33	34	285	11	15.21	33.29	1335.80	1856.57	983.44	E
34	35	285	30	9.94	28.67	1308.17	1864.23	982.57	E
35	36	281	10	56.14	13.94	1294.49	1866.94	982.65	E
36	37	297	58	43.07	28.66	1269.19	1880.38	985.78	E
37	38	306	18	38.16	15.27	1256.88	1889.42	984.41	E
38	39	286	2	8.90	23.09	1234.69	1895.80	981.91	E
39	40	257	19	27.99	11.73	1223.25	1893.23	982.67	E
40	41	256	34	54.49	15.65	1208.03	1889.60	979.35	E
41	42	242	40	21.13	44.28	1168.69	1869.27	975.20	E
42	43	251	57	38.10	18.47	1151.13	1863.56	972.60	ZANJÓN
43	44	267	26	7.33	39.57	1111.61	1861.78	979.01	E
44	45	258	30	44.48	26.59	1085.54	1856.49	981.11	E
45	46	239	8	1.30	26.65	1062.67	1842.82	977.53	E
46	47	232	26	39.33	47.49	1025.02	1813.87	975.33	E
47	48	235	37	25.06	11.97	1015.15	1807.11	973.37	E
48	49	229	19	49.97	31.20	991.48	1786.78	973.30	E
49	50	246	14	8.23	40.26	954.63	1770.56	974.61	E
50	51	243	44	26.20	36.19	922.18	1754.54	973.14	E
51	52	228	41	55.14	41.36	891.11	1727.25	971.27	E
52	53	183	16	44.74	28.59	889.47	1698.70	965.84	E
53	54	167	48	5.66	9.27	891.43	1689.64	961.91	E
54	55	164	0	21.89	21.98	897.49	1668.51	950.95	E
55	56	171	21	34.81	8.89	898.82	1659.72	949.71	E
56	57	176	36	54.05	19.65	899.98	1640.10	950.05	E
57	58	179	26	18.72	50.26	900.48	1589.84	958.31	E

Continuación tabla D1

EST	PV	AZIMUT			DIST. (m)	COORDENADAS TOTALES			OBS.
		°	'	"		X	Y	Z	
58	59	170	19	40.01	35.91	906.51	1554.44	957.06	E
59	60	161	8	6.78	17.73	912.24	1537.67	954.68	E
60	61	172	27	48.16	42.54	917.82	1495.49	955.66	E
61	62	162	1	53.05	25.80	925.78	1470.95	949.38	ZANJÓN
62	63	207	51	16.92	18.33	917.21	1454.74	950.93	E
63	64	212	49	33.62	26.93	902.62	1432.11	952.48	E
64	65	219	42	7.53	58.73	865.10	1386.93	955.99	E
65	66	222	11	50.09	27.36	846.72	1366.66	958.34	E
66	67	205	28	50.29	29.29	834.12	1340.22	957.76	E
67	68	193	20	40.11	16.98	830.20	1323.70	958.07	E
68	69	212	53	7.44	33.34	812.10	1295.70	954.99	E
69	70	197	2	59.42	20.05	806.22	1276.53	953.50	E
70	71	187	21	15.58	11.19	804.79	1265.43	950.08	E
71	72	199	50	28.00	31.83	793.99	1235.49	947.02	ZANJÓN
72	73	200	52	41.69	33.53	782.04	1204.17	950.29	E
73	74	196	13	50.04	45.13	769.42	1160.83	943.54	E
74	75	192	34	20.57	19.15	765.25	1142.14	935.12	E
75	76	200	10	44.25	31.41	754.42	1112.65	932.18	E
76	77	202	31	49.94	14.20	748.98	1099.54	932.66	E
77	78	201	30	48.09	25.74	739.54	1075.59	929.38	E
78	79	204	2	54.95	32.07	726.47	1046.31	931.71	E
79	80	206	13	19.78	35.06	710.98	1014.85	926.41	E
80	81	219	10	8.11	30.10	691.97	991.52	930.26	E
81	82	204	28	49.54	42.42	674.39	952.91	935.14	E
82	83	197	28	19.85	68.81	653.73	887.27	932.19	E
83	84	215	58	53.86	40.72	629.81	854.32	920.56	E
84	85	230	36	35.15	42.00	597.35	827.67	920.22	E
85	86	227	41	15.44	18.72	583.51	815.07	917.64	E
86	87	210	42	4.95	48.91	558.53	773.01	919.91	E
87	88	186	49	24.87	52.37	552.31	721.02	914.65	E

Continuación tabla D1

EST	PV	AZIMUT			DIST. (m)	COORDENADAS TOTALES			OBS.
		°	'	"		X	Y	Z	
88	89	191	57	28.45	55.80	540.75	666.43	913.28	E
89	90	201	0	13.74	78.87	512.48	592.80	920.38	E
90	91	171	12	0.08	31.76	517.34	561.42	925.26	E
91	92	175	20	24.98	18.13	518.81	543.35	917.94	E
92	93	136	4	39.63	12.18	527.27	534.58	913.43	E
93	94	158	20	34.35	13.30	532.17	522.22	914.73	E
94	95	157	37	54.95	32.70	544.61	491.98	915.56	E
95	96	148	57	44.94	79.53	585.62	423.84	910.04	E
96	97	145	28	58.21	44.77	610.99	386.95	911.45	E
97	98	128	11	55.63	42.83	644.65	360.46	915.70	E
98	99	107	49	12.48	45.99	688.43	346.39	922.41	E
99	100	88	25	18.62	38.54	726.96	347.45	926.60	E
100	101	124	58	12.70	12.82	737.46	340.10	927.20	C. D. Q.
Longitud					2861.56				

APÉNDICE E

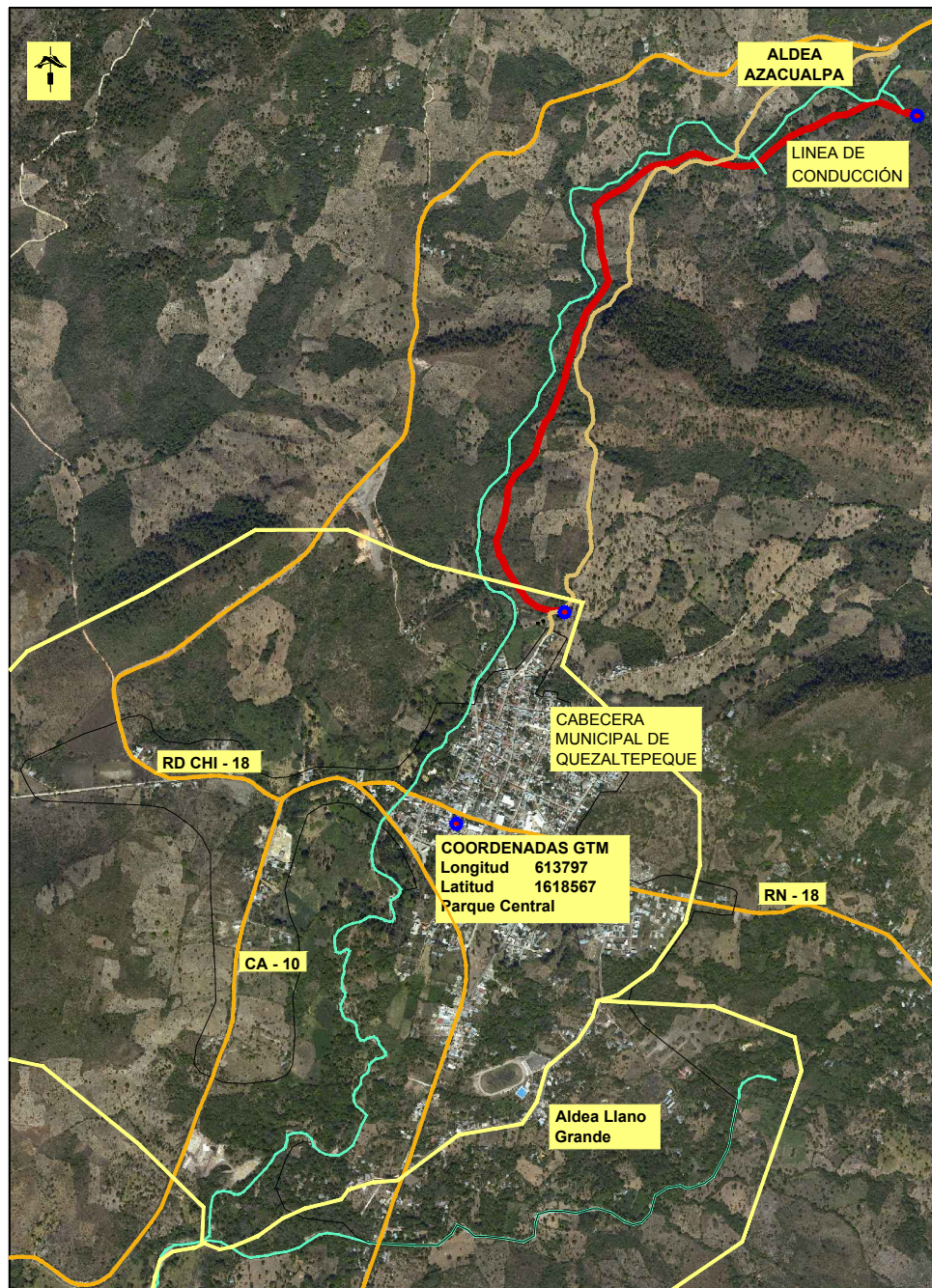
Cálculo hidráulico de la línea de conducción, proyecto mejoramiento sistema de abastecimiento de agua potable, cabecera municipal de Quezaltepeque, departamento de Chiquimula.

Tramo De	A	I (m)	Φ Nom.	Φ Int. (")	Clase (PSI)	C	Q (L/s)	Vel (m/s)	Hf (m)	C. Piezométrica		C. Terreno		Pres. Disp.		Pres. Estática		Obs.
										Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	
1	4	36.00	8	7.961	160	150	34.09	1.06	0.17	1000.00	999.83	1000.00	996.33	0.00	3.50	0.00	3.67	Capta. E - 1
4	30	618	8	7.961	160	150	34.09	1.06	2.85	999.83	996.99	996.33	975.25	3.50	21.74	3.67	24.75	E-4 - E-30
30	37	180	8	7.961	160	150	34.09	1.06	0.83	996.99	996.16	975.25	985.78	21.74	10.38	24.75	14.22	V. Aire E-37
37	43	132	6	6.115	160	150	34.09	1.80	2.20	996.16	993.96	985.78	972.60	10.38	21.36	14.22	27.40	E-37 - E-43
43	45	66	6	6.115	160	150	34.09	1.80	1.10	993.96	992.86	972.60	981.11	21.36	11.75	27.40	18.89	E-43 - E-45
45	56	312	6	6.115	160	150	34.09	1.80	5.19	992.86	987.67	981.11	949.71	11.75	37.96	18.89	50.29	V. Limp. E-56
56	58	72	6	6.115	160	150	34.09	1.80	1.20	987.67	986.47	949.71	958.31	37.96	28.16	50.29	41.69	E-56 - E-58
58	62	126	6	6.115	160	150	34.09	1.80	2.10	986.47	984.37	958.31	949.38	28.16	34.99	41.69	50.62	E-58 - E-62
62	66	138	6	6.115	160	150	34.09	1.80	2.30	984.37	982.07	949.38	958.34	34.99	23.73	50.62	41.66	V. Aire E-66
66	80	390	6	6.115	160	150	34.09	1.80	6.49	982.07	975.58	958.34	926.41	23.73	49.17	41.66	73.59	E-66 - E-80
80	82	72	6	6.115	160	150	34.09	1.80	1.20	975.58	974.38	926.41	935.14	49.17	39.25	73.59	64.86	E-80 - E-82
82	89	336	6	6.115	160	150	34.09	1.80	5.59	974.38	968.79	935.14	913.28	39.25	55.51	64.86	86.72	E-82 - E89
89	91	114	6	6.115	160	150	34.09	1.80	1.90	968.79	966.89	913.28	925.26	55.51	41.63	86.72	74.74	E-89 - E-91
91	96	162	6	6.115	160	150	34.09	1.80	2.70	966.89	964.20	925.26	910.04	41.63	54.16	74.74	89.96	V. Limp. E-96
96	101	192	6	6.115	160	150	34.09	1.80	3.20	964.20	961.00	910.04	927.20	54.16	33.80	89.96	72.80	C. D. Q.

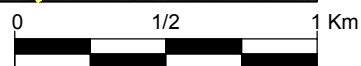
APÉNDICE F

Planos constructivos del proyecto, mejoramiento sistema de abastecimiento de agua potable, cabecera municipal de Quezaltepeque, departamento de Chiquimula.

1. Plano de localización
2. Plano de ubicación
3. Planta de conjunto
4. Planta perfil E1 - E30
5. Planta perfil E30 - E56
6. Planta perfil E56 - E80
7. Planta perfil E80 - E89
8. Planta perfil E89 - E101
9. Planta y cortes de captación
10. Refuerzos de caja de captación y detalles
11. Caja distribuidora de caudal
12. Sección y corte de caja distribuidora de caudal
13. Tanque de almacenamiento
14. Detalles de tanque de almacenamiento
15. Sección de tanque y detalle de viga
16. Detalle de vigas
17. Caja rompe presión y pazo de zanjón
18. Detalles de caja de válvulas
19. Planta ubicación de tanques



SIMBOLOGÍA	
	Línea de conducción
	Carretera pavimentada
	Carretera de terracería
	Río



PROYECTO: MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA

CONTENIDO: PLANO DE LOCALIZACIÓN

Diseñó:
Manuel H. Santos M.

Calculó:
Manuel H. Santos M.

Dibujó:
Manuel H. Santos M.

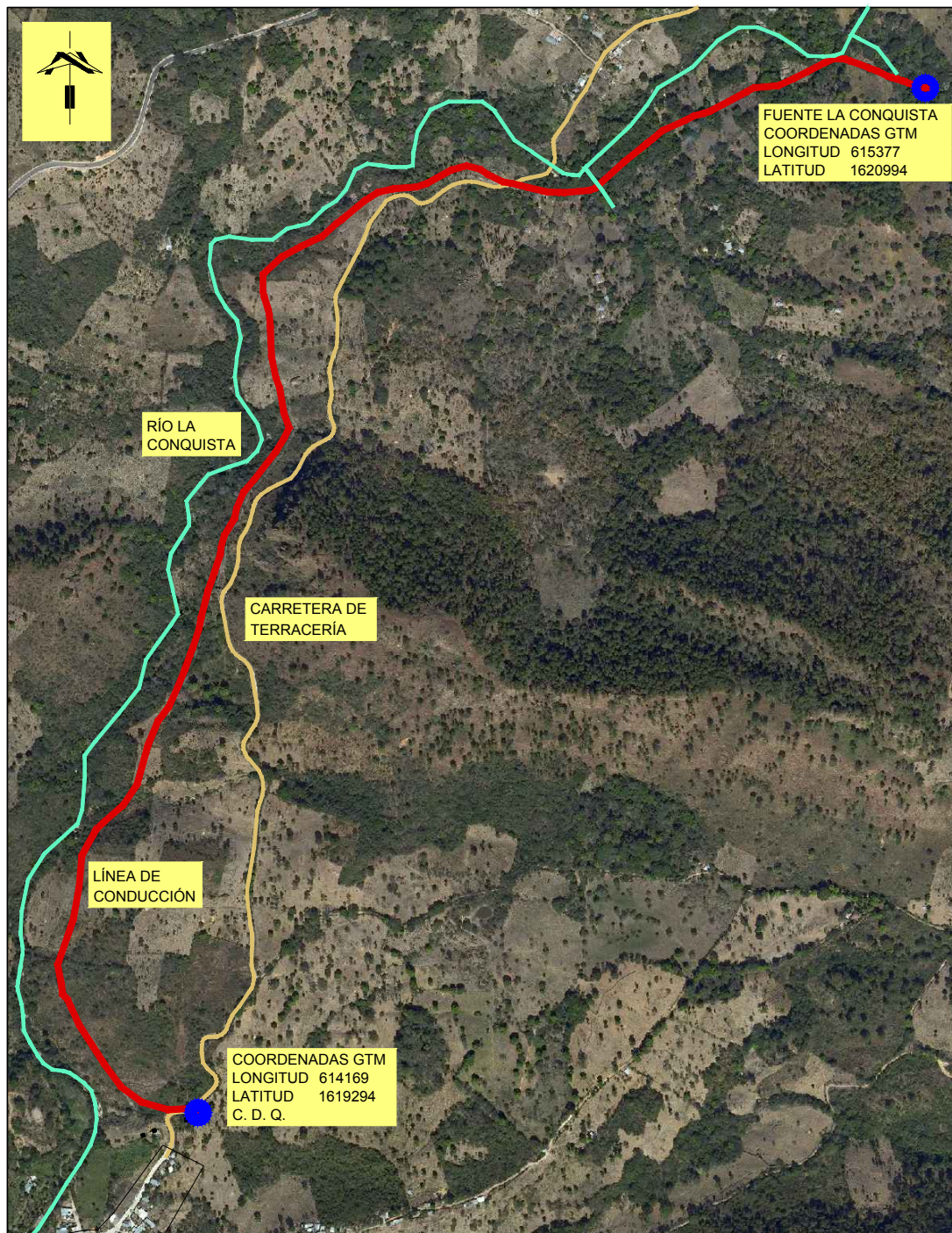
Escala:
Indicada

Revisó: _____

Vo Bo: _____

Hoja: 1 / 19





Longitud de la línea de conducción: 2,861.56 m

PROYECTO: MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA

CONTENIDO: PLANO DE UBICACIÓN

Diseñó:
Manuel H. Santos M.

Calculó:
Manuel H. Santos M.

Dibujó:
Manuel H. Santos M.

Escala:
Indicada

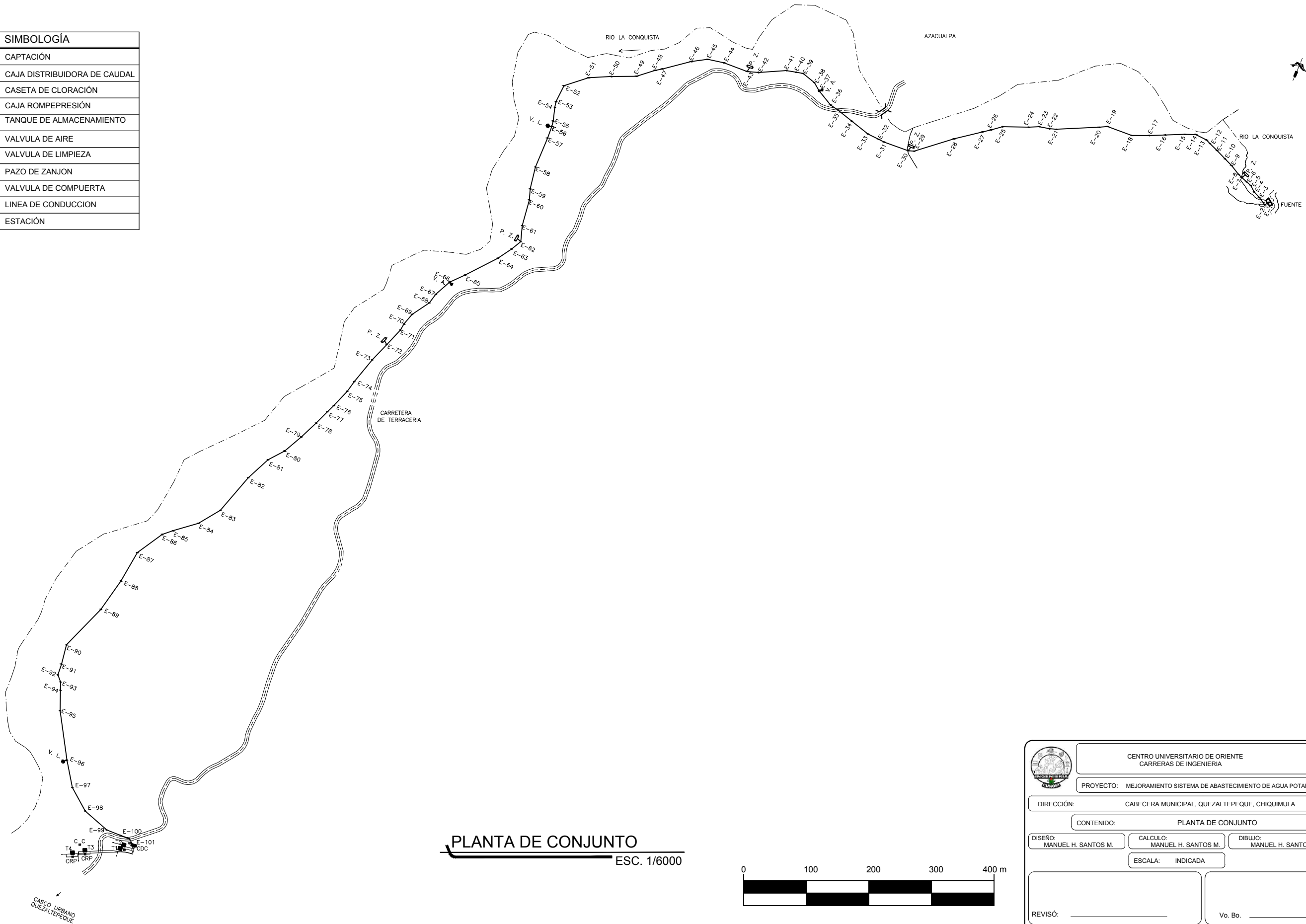
Revisó: _____

Vo Bo: _____

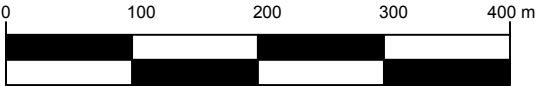
Hoja: 2 / 19



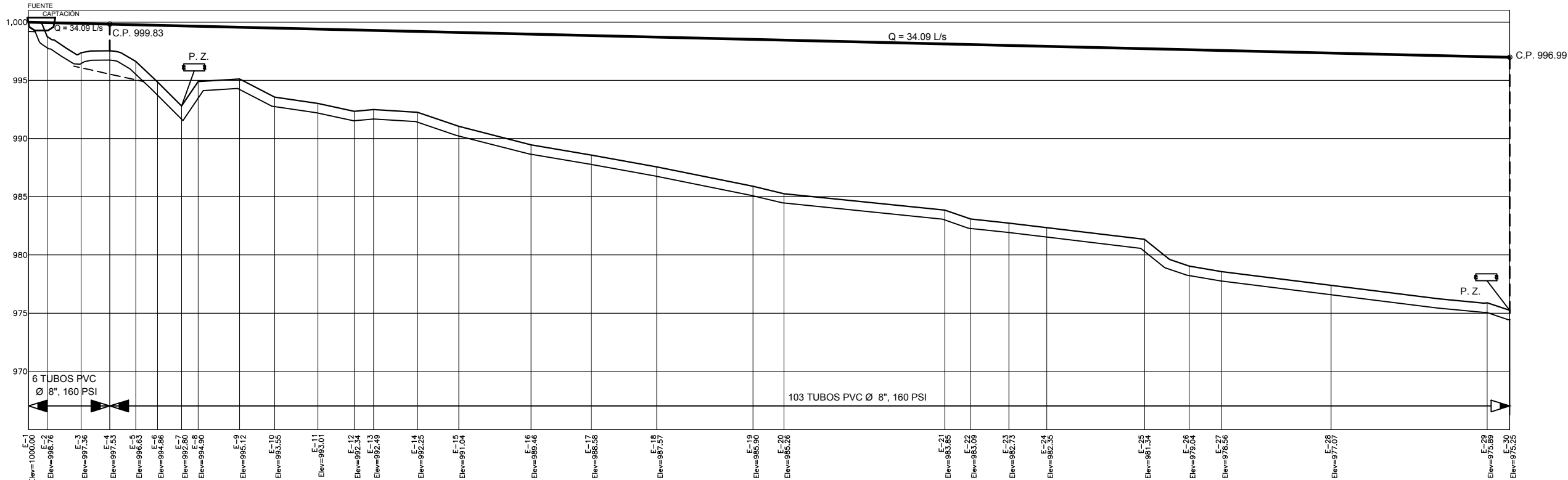
SIMBOLOGÍA	
	CAPTACIÓN
	CAJA DISTRIBUIDORA DE CAUDAL
	CASETA DE CLORACIÓN
	CAJA ROMPEPRESIÓN
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	PAZO DE ZANJON
	VALVULA DE COMPUERTA
	LINEA DE CONDUCCION
	ESTACIÓN



PLANTA DE CONJUNTO
ESC. 1/6000



	CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERIA		
PROYECTO: MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE			
DIRECCIÓN: CABECERA MUNICIPAL, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA			
CONTENIDO: PLANTA DE CONJUNTO			HOJA:
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.	3 / 19
ESCALA: INDICADA			
REVISÓ: _____		Vo. Bo. _____	



CAMINAMIENTO

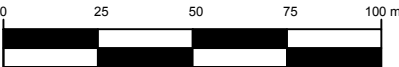
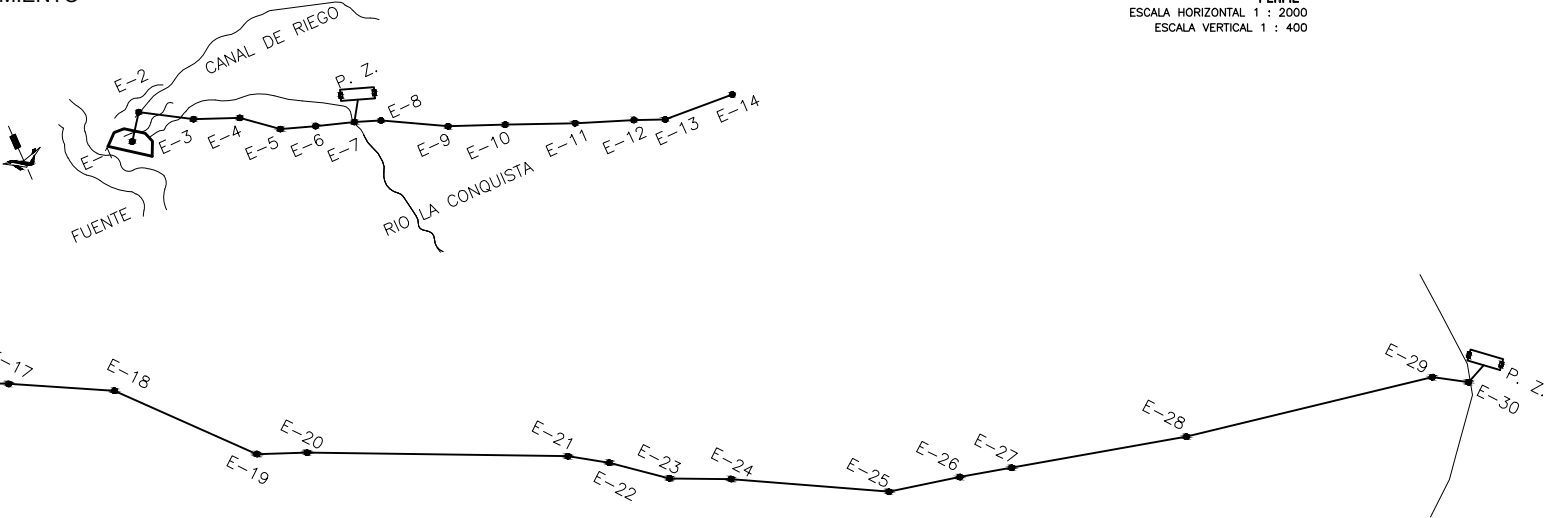
PERFIL
ESCALA HORIZONTAL 1 : 2000
ESCALA VERTICAL 1 : 400

TOPOGRAFIA DEL TERRENO						
EST-PV	AZIMUT	DISTANCIA (m)	COORDENADAS TOTALES			OBS.
			(X)	(Y)	COTA (Z)	
E-1	---	---	2,000.00	2,000.00	1000.00	FUENTE
E-1 - E-2	216°33'17.26"	8.00	1,995.24	1,993.57	998.76	E
E-2 - E-3	301°33'15.49"	14.58	1,982.81	2,001.21	997.36	E
E-3 - E-4	292°28'13.00"	12.27	1,971.47	2,005.89	997.53	E
E-4 - E-5	309°32'35.03"	11.14	1,962.88	2,012.99	996.63	E
E-5 - E-6	289°6'20.54"	9.35	1,954.04	2,016.05	994.86	E
E-6 - E-7	288°10'41.24"	10.31	1,944.25	2,019.26	992.80	RIO, ZANJON
E-7 - E-8	290°42'16.30"	7.07	1,937.63	2,021.77	994.90	E
E-8 - E-9	299°2'25.14"	17.84	1,922.04	2,030.42	995.12	E
E-9 - E-10	292°22'1.31"	15.08	1,908.09	2,036.16	993.55	E
E-10 - E-11	292°59'0.16"	18.50	1,891.06	2,043.39	993.01	E
E-11 - E-12	290°53'47.87"	15.59	1,876.50	2,048.95	992.34	E
E-12 - E-13	293°4'58.90"	8.29	1,868.87	2,052.20	992.49	E
E-13 - E-14	273°46'59.17"	18.91	1,850.00	2,053.44	992.25	E
E-14 - E-15	247°59'31.00"	17.71	1,833.58	2,046.81	991.04	E
E-15 - E-16	244°49'52.42"	30.95	1,805.57	2,033.65	989.46	E
E-16 - E-17	244°49'55.23"	25.93	1,782.11	2,022.62	988.58	E
E-17 - E-18	247°0'56.94"	28.06	1,756.27	2,011.66	987.57	E
E-18 - E-19	267°14'54.94"	41.24	1,715.08	2,009.68	985.90	E
E-19 - E-20	241°40'29.75"	13.33	1,703.35	2,003.36	985.26	E
E-20 - E-21	244°2'0.03"	68.98	1,641.33	1,973.15	983.85	E
E-21 - E-22	252°16'55.70"	11.10	1,630.76	1,969.78	983.09	E
E-22 - E-23	257°53'16.92"	16.44	1,614.68	1,966.33	982.73	E
E-23 - E-24	243°52'20.27"	16.31	1,600.04	1,959.15	982.35	E
E-24 - E-25	247°50'45.61"	41.92	1,561.22	1,943.34	981.34	E
E-25 - E-26	231°30'20.09"	19.17	1,546.21	1,931.40	979.04	E
E-26 - E-27	233°6'7.10"	13.93	1,535.07	1,923.04	978.56	E
E-27 - E-28	233°12'14.96"	46.98	1,497.45	1,894.90	977.07	E
E-28 - E-29	229°39'24.51"	66.93	1,446.44	1,851.57	975.89	E
E-29 - E-30	251°25'20.70"	9.68	1,437.27	1,848.49	975.25	ZANJON

PLANTA PERFIL E1 - E30
ESC. 1/2000

ESPECIFICACIONES

- LA ZANJA PARA TUBERIA DEBE ESTAR COMPLETAMENTE PAREJA ANTES DE COLOCAR LA TUBERIA.
- LA PROFUNDIDAD DE LA ZANJA DEBE SER 0.80 m, AL RELLENAR LA ZANJA DEBE COMPACTARSE EL SUELO.
- EN LA ESTACION E - 4 PROFUNDIZAR LA ZANJA HASTA 2 m, A PARTIR DE LA ESTACION E - 3 HASTA E - 5.



SIMBOLOGÍA	
	CAPTACIÓN
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	PAZO DE ZANJON
	TERRENO
	TUBERIA
	ESTACIÓN
	COTA PIEZOMETRICA

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
CARRERAS DE INGENIERIA

PROYECTO: MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

DIRECCIÓN: CABECERA MUNICIPAL, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA

CONTENIDO: PLANTA PERFIL E1 - E30

HOJA: 4/19

DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.

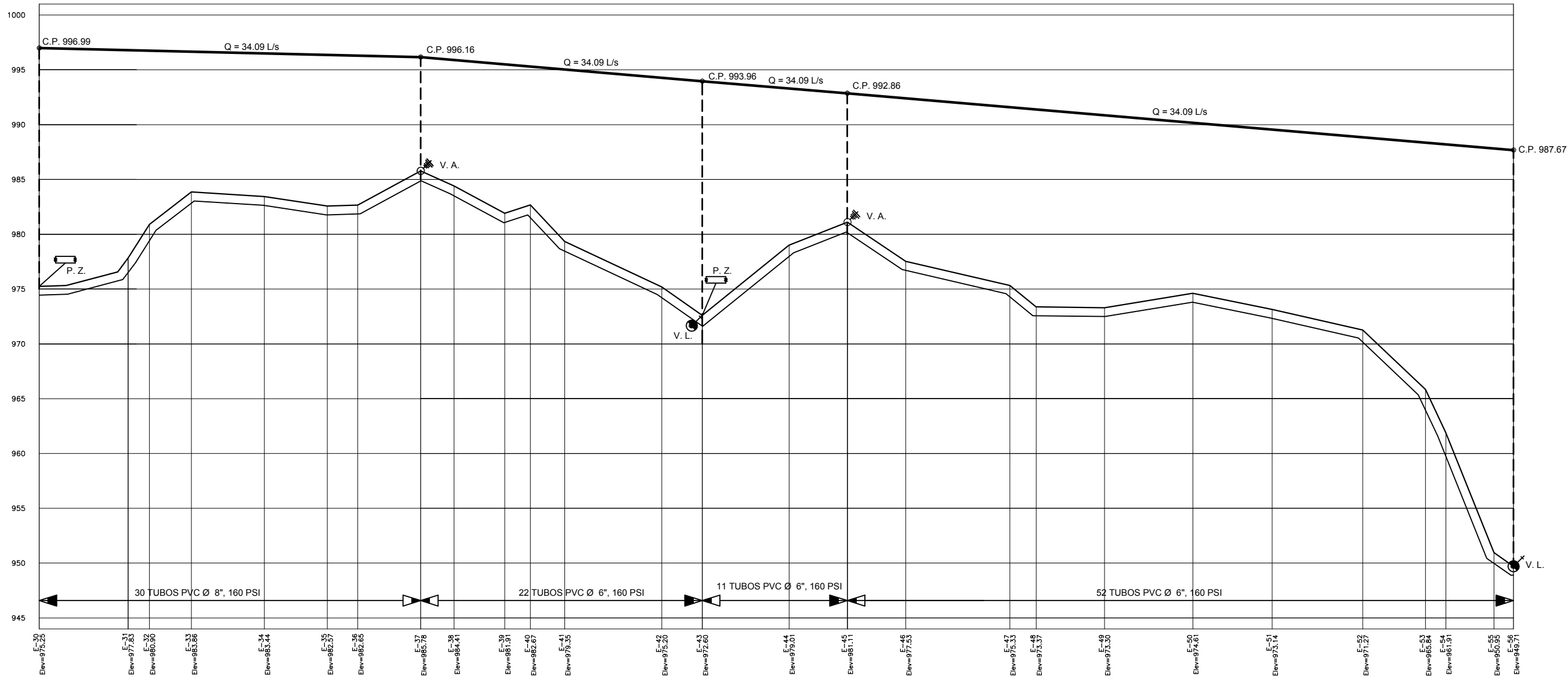
CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.

DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.

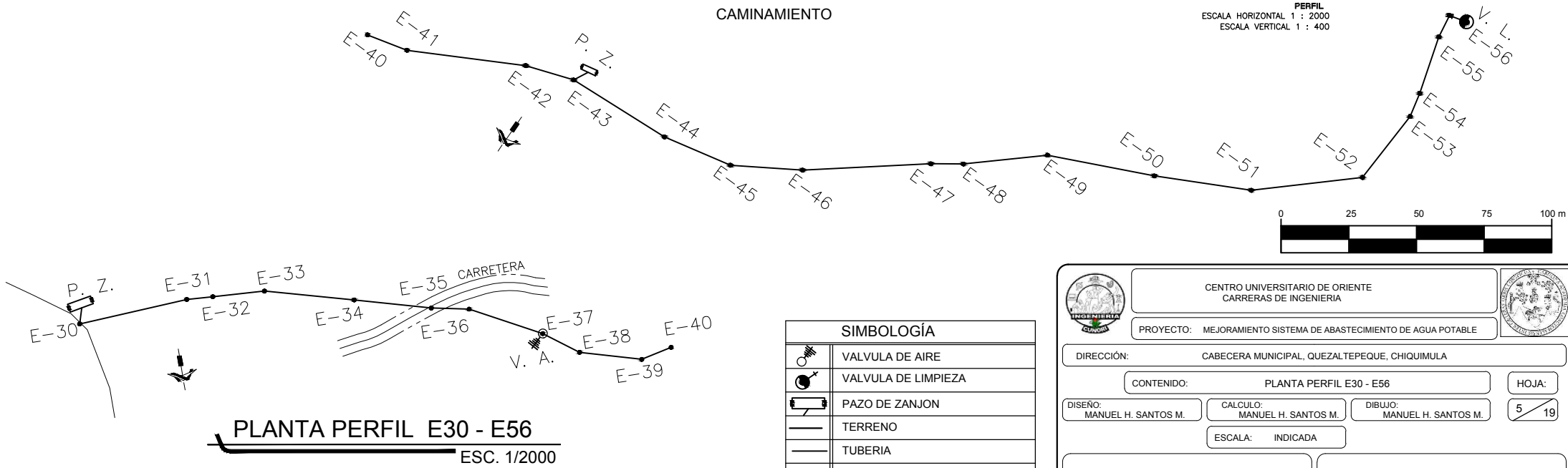
ESCALA: INDICADA

REVISÓ: _____

Va. Bo. _____



TOPOGRAFIA DEL TERRENO						
EST-PV	AZIMUT	DISTANCIA (m)	COORDENADAS TOTALES			OBS.
			(X)	(Y)	COTA (Z)	
E-30 - E-31	266°41'5.56"	40.59	1,396.75	1,846.14	977.83	E
E-31 - E-32	273°38'38.77"	9.71	1,387.06	1,846.76	980.90	E
E-32 - E-33	273°15'31.65"	19.16	1,367.93	1,847.85	983.86	E
E-33 - E-34	285°11'15.21"	33.29	1,335.80	1,856.57	983.44	E
E-34 - E-35	285°30'9.25"	28.67	1,308.17	1,864.23	982.57	E
E-35 - E-36	281°10'57.59"	13.94	1,294.49	1,866.94	982.65	E
E-36 - E-37	297°58'42.73"	28.66	1,269.19	1,880.38	985.78	E
E-37 - E-38	306°18'38.16"	15.27	1,256.88	1,889.42	984.41	E
E-38 - E-39	286°2'8.90"	23.09	1,234.69	1,895.80	981.91	E
E-39 - E-40	257°19'27.99"	11.73	1,223.25	1,893.23	982.67	E
E-40 - E-41	256°34'54.49"	15.65	1,208.03	1,889.60	979.35	E
E-41 - E-42	242°40'21.13"	44.28	1,168.69	1,869.27	975.20	E
E-42 - E-43	251°57'38.10"	18.47	1,151.13	1,863.56	972.60	ZANJON
E-43 - E-44	267°26'7.31"	39.57	1,111.61	1,861.78	979.01	E
E-44 - E-45	258°30'44.63"	26.59	1,085.54	1,856.49	981.11	E
E-45 - E-46	239°8'1.30"	26.65	1,062.67	1,842.82	977.53	E
E-46 - E-47	232°26'39.33"	47.49	1,025.02	1,813.87	975.33	E
E-47 - E-48	235°37'26.03"	11.97	1,015.15	1,807.11	973.37	E
E-48 - E-49	229°19'49.97"	31.20	991.48	1,786.78	973.30	E
E-49 - E-50	246°14'8.23"	40.26	954.63	1,770.56	974.61	E
E-50 - E-51	243°44'26.20"	36.19	922.18	1,754.54	973.14	E
E-51 - E-52	228°41'54.77"	41.36	891.11	1,727.25	971.27	E
E-52 - E-53	183°16'44.79"	28.59	889.47	1,698.70	965.84	E
E-53 - E-54	167°48'6.13"	9.27	891.43	1,689.64	961.91	E
E-54 - E-55	164°0'21.89"	21.98	897.49	1,668.51	950.95	E
E-55 - E-56	171°21'34.81"	8.89	898.82	1,659.72	949.71	E



SIMBOLOGÍA	
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	PAZO DE ZANJON
	TERRENO
	TUBERIA
	ESTACIÓN
	COTA PIEZOMETRICA

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
CARRERAS DE INGENIERÍA

PROYECTO: MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

DIRECCIÓN: CABECERA MUNICIPAL, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA

CONTENIDO: PLANTA PERFIL E30 - E56

HOJA: 5 / 19

DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.

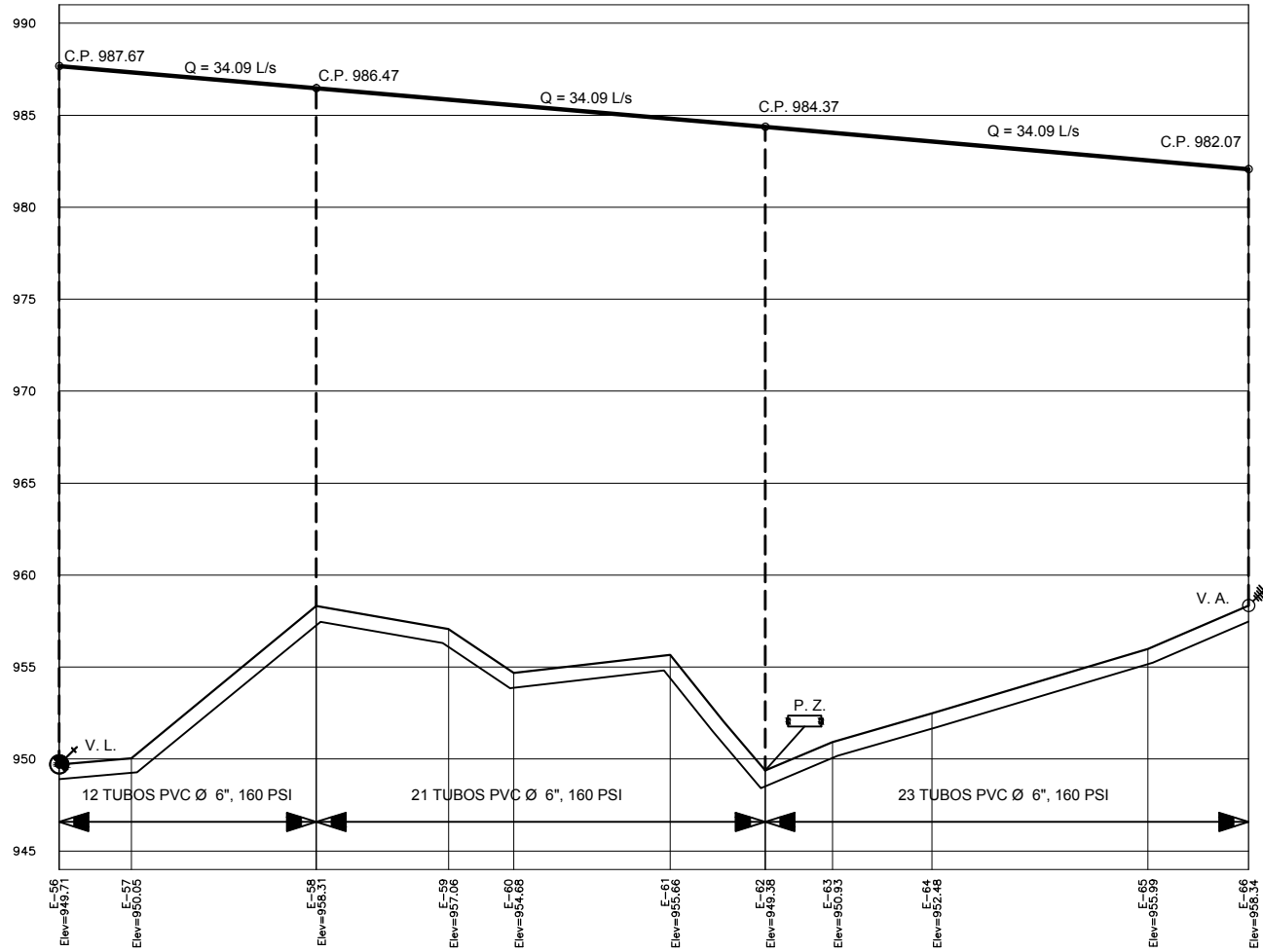
CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.

DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.

ESCALA: INDICADA

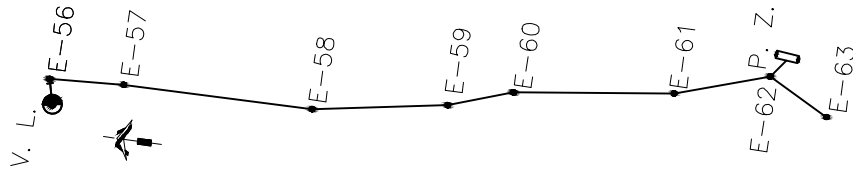
REVISÓ: _____

Va. Bo. _____



CAMINAMIENTO

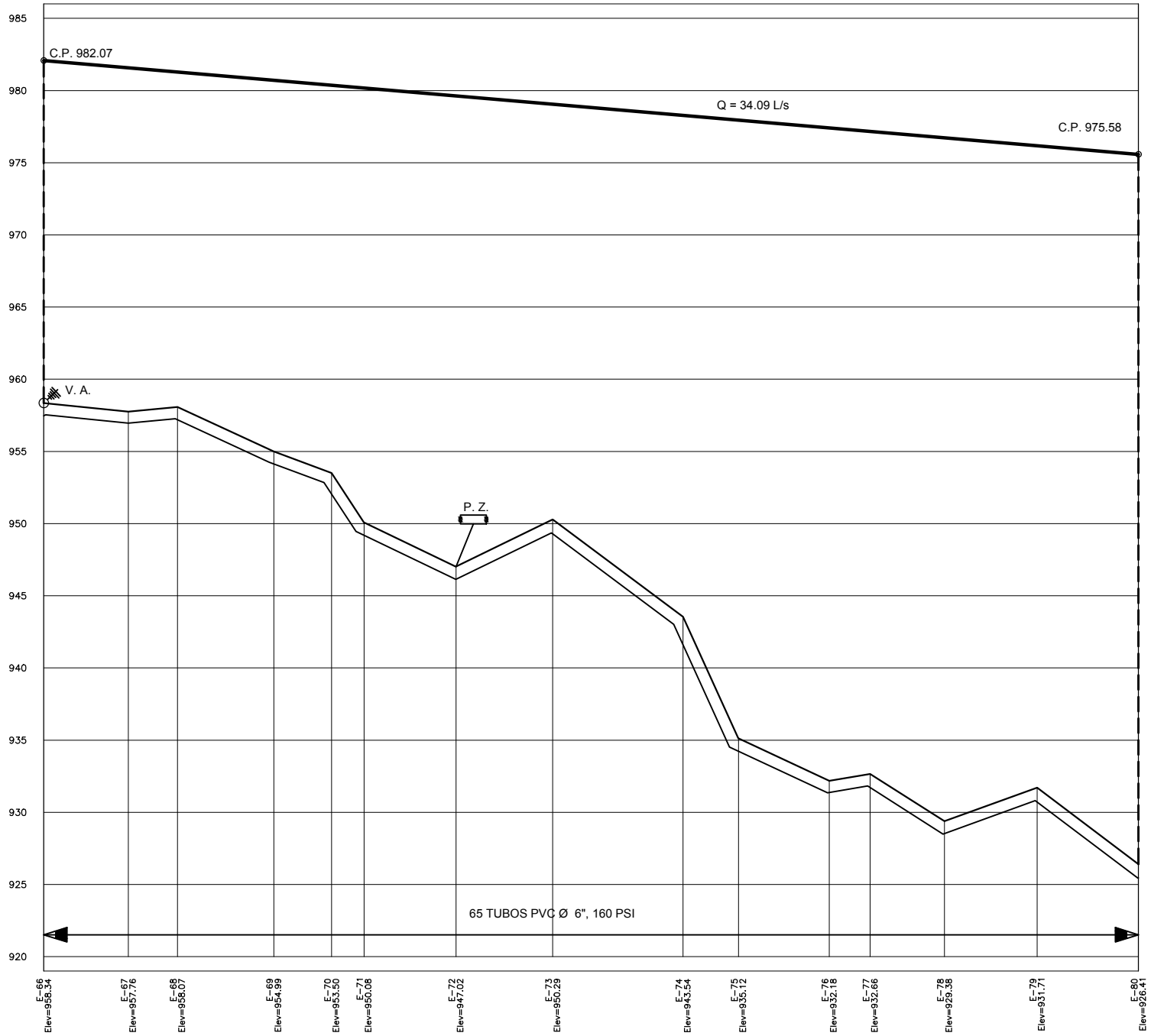
PERFIL
ESCALA HORIZONTAL 1 : 2000
ESCALA VERTICAL 1 : 400



TOPOGRAFIA DEL TERRENO						
EST-PV	AZIMUT	DISTANCIA (m)	COORDENADAS TOTALES			OBS.
			(X)	(Y)	COTA (Z)	
E-56 - E-57	176°36'53.00"	19.65	899.98	1,640.10	950.05	E
E-57 - E-58	179°26'18.72"	50.26	900.48	1,589.84	958.31	E
E-58 - E-59	170°19'40.01"	35.91	906.51	1,554.44	957.06	E
E-59 - E-60	161°8'6.78"	17.73	912.24	1,537.67	954.68	E
E-60 - E-61	172°27'48.22"	42.54	917.82	1,495.49	955.66	E
E-61 - E-62	162°1'53.05"	25.80	925.78	1,470.95	949.38	ZANJON
E-62 - E-63	207°51'16.45"	18.33	917.21	1,454.74	950.93	E
E-63 - E-64	212°49'33.62"	26.93	902.62	1,432.11	952.48	E
E-64 - E-65	219°42'7.53"	58.73	865.10	1,386.93	955.99	E
E-65 - E-66	222°11'50.09"	27.36	846.72	1,366.66	958.34	E
E-66 - E-67	205°28'49.35"	29.29	834.12	1,340.22	957.76	E
E-67 - E-68	193°20'40.11"	16.98	830.20	1,323.70	958.07	E
E-68 - E-69	212°53'7.96"	33.34	812.10	1,295.70	954.99	E
E-69 - E-70	197°2'59.42"	20.05	806.22	1,276.53	953.50	E
E-70 - E-71	187°21'15.82"	11.19	804.79	1,265.43	950.08	E
E-71 - E-72	199°50'27.78"	31.83	793.99	1,235.49	947.02	ZANJON
E-72 - E-73	200°52'41.91"	33.53	782.04	1,204.17	950.29	E
E-73 - E-74	196°13'49.91"	45.13	769.42	1,160.83	943.54	E
E-74 - E-75	192°33'26.19"	19.18	765.25	1,142.11	935.12	E
E-75 - E-76	200°11'35.89"	31.39	754.42	1,112.65	932.18	E
E-76 - E-77	202°31'50.49"	14.20	748.98	1,099.54	932.66	E
E-77 - E-78	201°30'48.09"	25.74	739.54	1,075.59	929.38	E
E-78 - E-79	204°2'54.69"	32.07	726.47	1,046.31	931.71	E
E-79 - E-80	206°13'19.78"	35.06	710.98	1,014.85	926.41	E

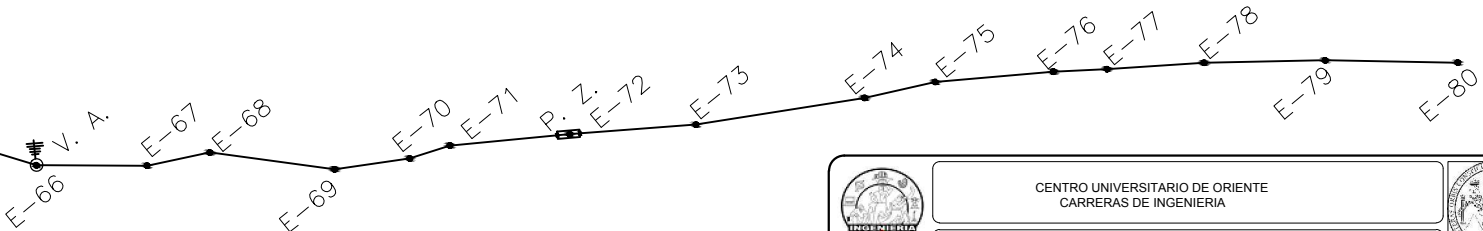
PLANTA PERFIL E56 - E80

ESC. 1/2000



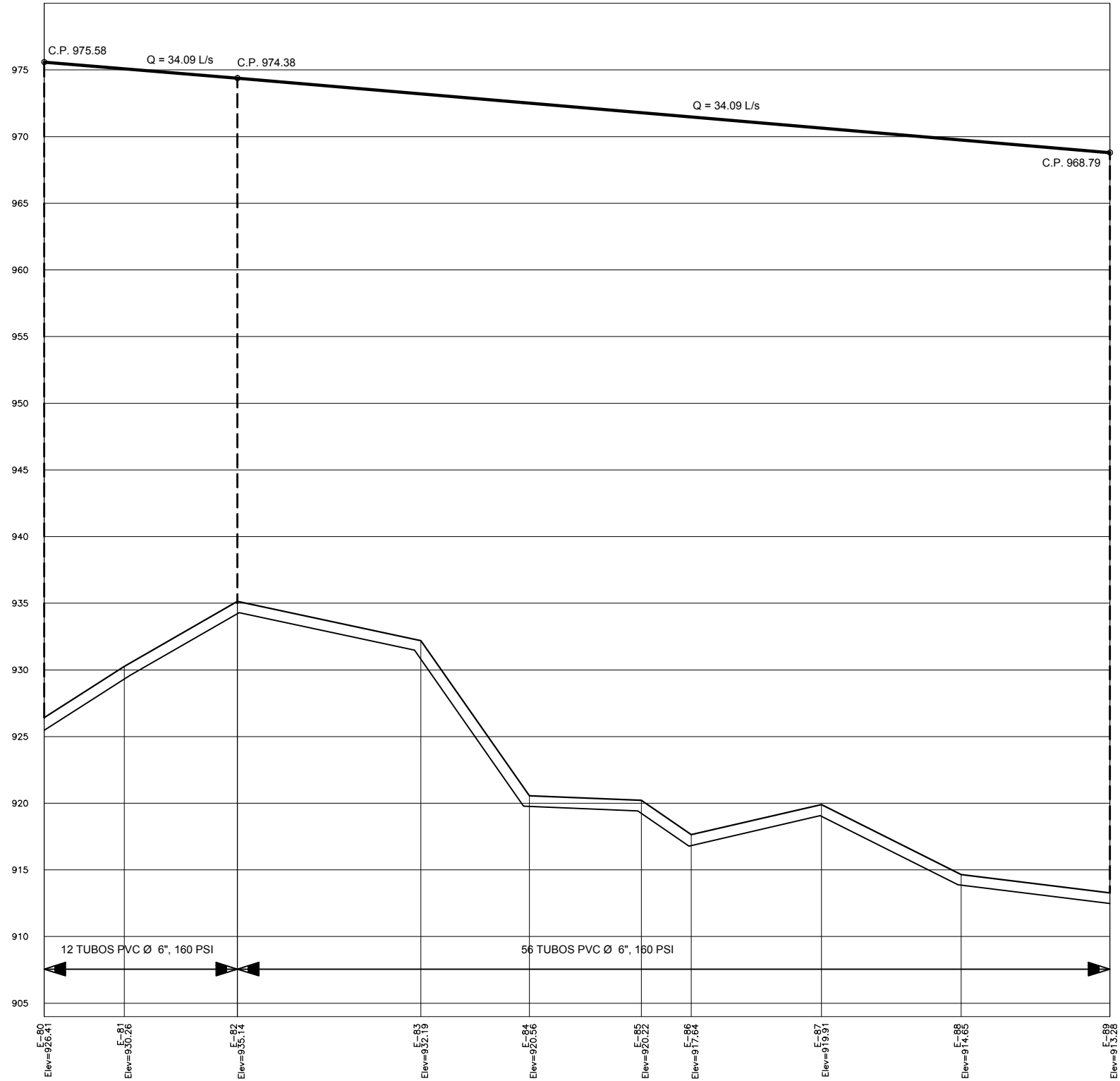
CAMINAMIENTO

PERFIL
ESCALA HORIZONTAL 1 : 2000
ESCALA VERTICAL 1 : 400



SIMBOLOGÍA	
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	PAZO DE ZANJON
	TERRENO
	TUBERIA
	ESTACIÓN
	COTA PIEZOMETRICA

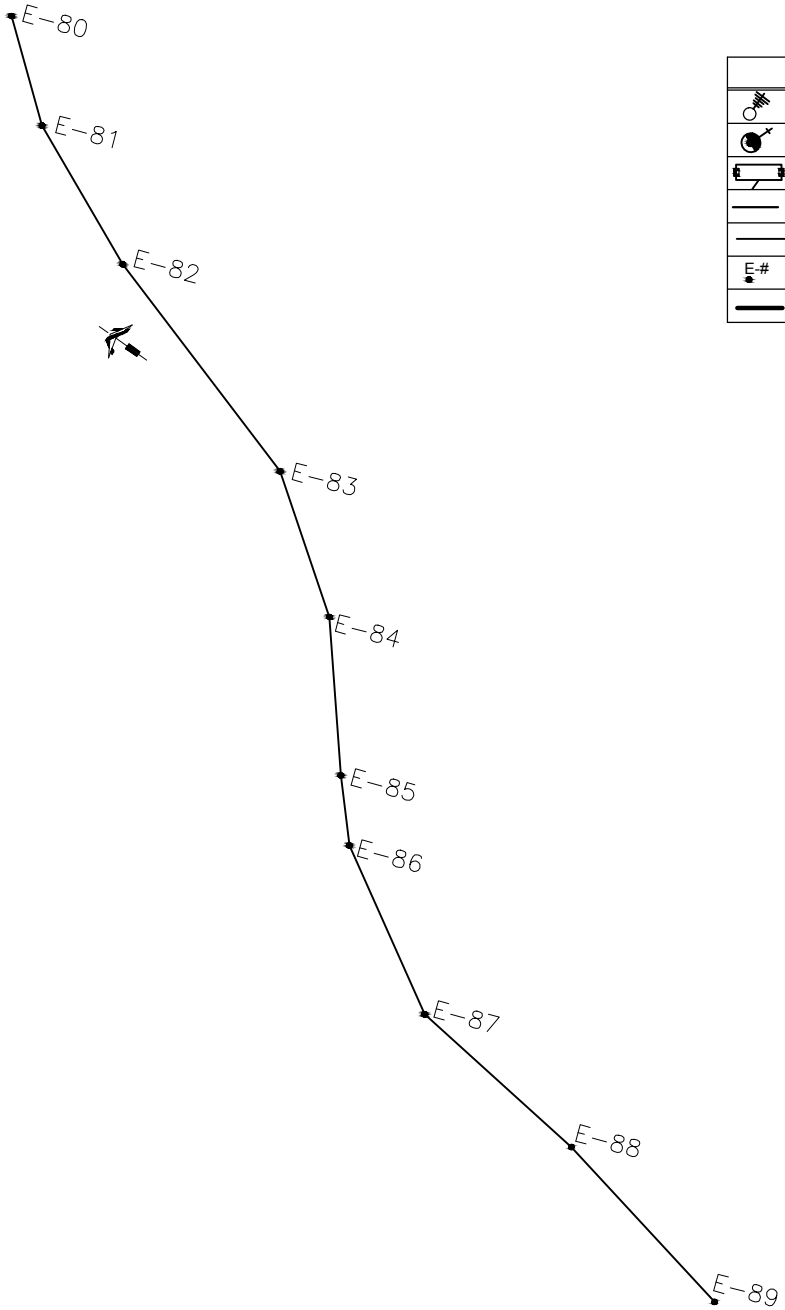
	CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERÍA	
PROYECTO: MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		
DIRECCIÓN: CABECERA MUNICIPAL, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: PLANTA PERFIL E56 - E80		HOJA: 6/19
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.
ESCALA: INDICADA		
REVISÓ: _____		Vo. Bo. _____



TOPOGRAFIA DEL TERRENO						
EST-PV	AZIMUT	DISTANCIA (m)	COORDENADAS TOTALES			OBS.
			(X)	(Y)	COTA (Z)	
E-80 - E-81	219°10'8.11"	30.10	691.97	991.52	930.26	E
E-81 - E-82	204°28'49.54"	42.42	674.39	952.91	935.14	E
E-82 - E-83	197°28'19.85"	68.81	653.73	887.27	932.19	E
E-83 - E-84	215°58'53.57"	40.72	629.81	854.32	920.56	E
E-84 - E-85	230°36'35.15"	42.00	597.35	827.67	920.22	E
E-85 - E-86	227°41'14.63"	18.72	583.51	815.07	917.64	E
E-86 - E-87	210°42'5.17"	48.91	558.53	773.01	919.91	E
E-87 - E-88	186°49'25.26"	52.37	552.31	721.02	914.65	E
E-88 - E-89	191°57'28.37"	55.80	540.75	666.43	913.28	E

CAMINAMIENTO

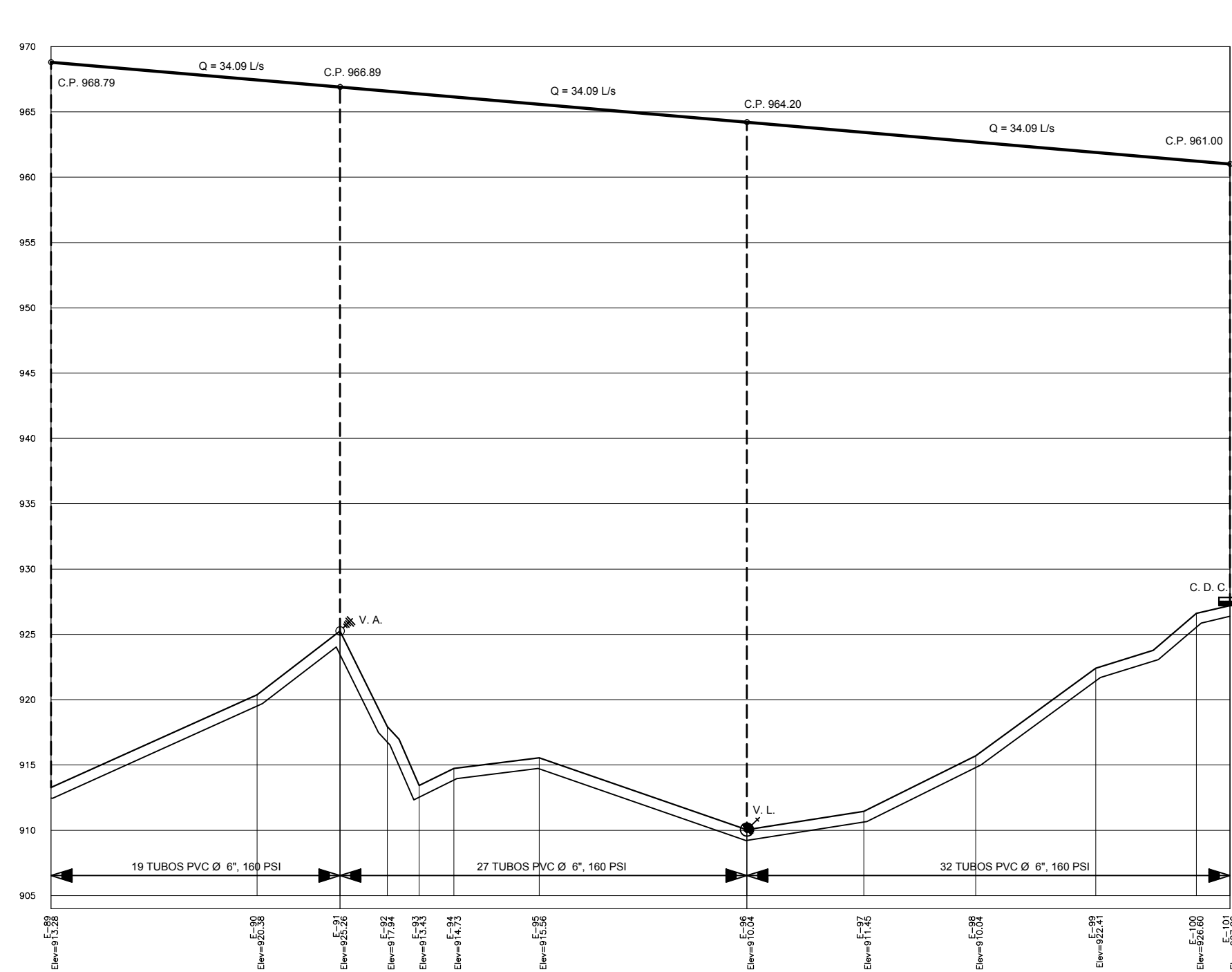
PERFIL
ESCALA HORIZONTAL 1 : 2000
ESCALA VERTICAL 1 : 400



PLANTA PERFIL E80 - E89
ESC. 1/2000

SIMBOLOGÍA	
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	PAZO DE ZANJON
	TERRENO
	TUBERIA
	ESTACIÓN
	COTA PIEZOMETRICA

	CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERIA	
PROYECTO: MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		
DIRECCIÓN: CABECERA MUNICIPAL, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: PLANTA PERFIL E80 - E89		HOJA: 7 / 19
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.
ESCALA: INDICADA		
REVISÓ: _____		Va. Bo. _____



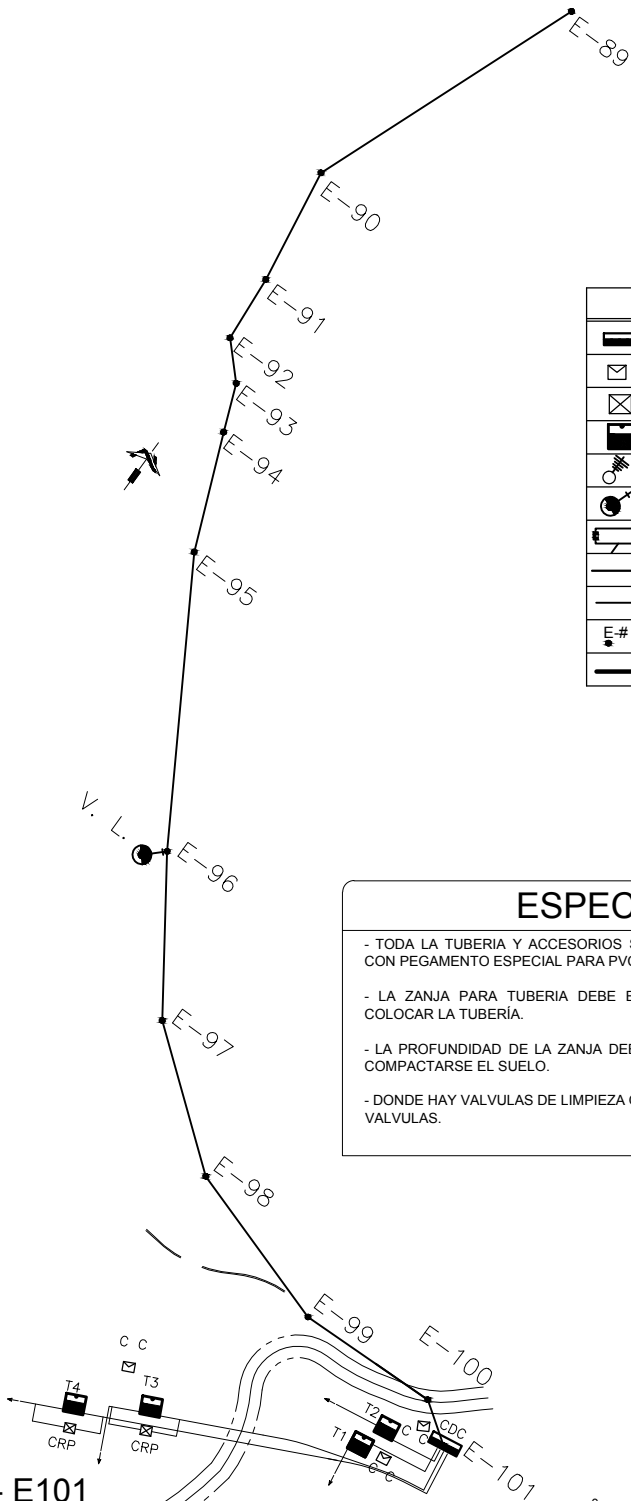
TOPOGRAFIA DEL TERRENO						
EST-PV	AZIMUT	DISTANCIA (m)	COORDENADAS TOTALES			OBS.
			(X)	(Y)	COTA (Z)	
E-89 - E-90	201°0'13.59"	78.87	512.48	592.80	920.38	E
E-90 - E-91	171°12'0.18"	31.76	517.34	561.42	925.26	E
E-91 - E-92	175°20'24.88"	18.13	518.81	543.35	917.94	E
E-92 - E-93	136°4'39.63"	12.18	527.27	534.58	913.43	E
E-93 - E-94	158°20'35.79"	13.30	532.17	522.22	914.73	E
E-94 - E-95	157°37'54.95"	32.70	544.61	491.98	915.56	E
E-95 - E-96	148°57'44.94"	79.53	585.62	423.84	910.04	E
E-96 - E-97	145°28'58.45"	44.77	610.99	386.95	911.45	E
E-97 - E-98	128°11'55.35"	42.83	644.65	360.46	915.70	E
E-98 - E-99	107°49'12.52"	45.99	688.43	346.39	922.41	E
E-99 - E-100	88°25'18.44"	38.54	726.96	347.45	926.60	E
E-100 - E-101	124°58'12.05"	12.82	737.46	340.10	927.20	CAJA DIST. C.
Longitud = 2,861.56 m						
E-101 - E-T1	233°43'50.80"	18.19	722.78	329.35	925.00	T1
E-101 - E-T2	228°42'26.98"	9.07	730.64	334.12	926.60	T2
E-101 - E-T3	239°38'13.34"	73.20	674.30	303.10	909.50	T3
E-101 - E-T4	238°48'15.33"	93.39	657.58	291.73	907.00	T4

CAMINAMIENTO

DISEÑO HIDRAULICO, MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, CABECERA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE.																			
Tramo		l (m)	Φ Nom. (")	Φ Int. (")	Clase (PSI)	C	Q (L/s)	Vel (m/s)	hf (m)	C. Piezométrica		C. Terreno		Pres. Disp.		Pres. Estática		Obs.	
De	A									Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final		
1	4	36	8	7.961	160	150	34.09	1.06	0.17	1000.00	999.83	1000.00	996.33	0.00	3.50	0.00	3.67	Capt. E - 1	
4	30	618	8	7.961	160	150	34.09	1.06	2.85	999.83	996.99	996.33	975.25	3.50	21.74	3.67	24.75	P. Z. E-30	
30	37	180	8	7.961	160	150	34.09	1.06	0.83	996.99	996.16	975.25	985.78	21.74	10.38	24.75	14.22	V. Aire E-37	
37	43	132	6	6.115	160	150	34.09	1.80	2.20	996.16	993.96	985.78	972.60	10.38	21.36	14.22	27.40	P. Z. + V. L. E-43	
43	45	66	6	6.115	160	150	34.09	1.80	1.10	993.96	992.86	972.60	981.11	21.36	11.75	27.40	18.89	V. Aire E-45	
45	56	312	6	6.115	160	150	34.09	1.80	5.19	992.86	987.67	981.11	949.71	11.75	37.96	18.89	50.29	V. Limp. E-56	
56	58	72	6	6.115	160	150	34.09	1.80	1.20	987.67	986.47	949.71	958.31	37.96	28.16	50.29	41.69	E-56 - E-58	
58	62	126	6	6.115	160	150	34.09	1.80	2.10	986.47	984.37	958.31	949.38	28.16	34.99	41.69	50.62	P. Z. E-62	
62	66	138	6	6.115	160	150	34.09	1.80	2.30	984.37	982.07	949.38	958.34	34.99	23.73	50.62	41.66	V. Aire E-66	
66	80	390	6	6.115	160	150	34.09	1.80	6.49	982.07	975.58	958.34	926.41	23.73	49.17	41.66	73.59	E-66 - E-80	
80	82	72	6	6.115	160	150	34.09	1.80	1.20	975.58	974.38	926.41	935.14	49.17	39.25	73.59	64.86	E-80 - E-82	
82	89	336	6	6.115	160	150	34.09	1.80	5.59	974.38	968.79	935.14	913.28	39.25	55.51	64.86	86.72	E-82 - E89	
89	91	114	6	6.115	160	150	34.09	1.80	1.90	968.79	966.89	913.28	925.26	55.51	41.63	86.72	74.74	V. Aire E-91	
91	96	162	6	6.115	160	150	34.09	1.80	2.70	966.89	964.20	925.26	910.04	41.63	54.16	74.74	89.96	V. Limp. E-96	
96	101	192	6	6.115	160	150	34.09	1.80	3.20	964.20	961.00	910.04	927.20	54.16	33.80	89.96	72.80	C. D. Q.	

PLANTA PERFIL E89 - E101

ESC. 1/2000

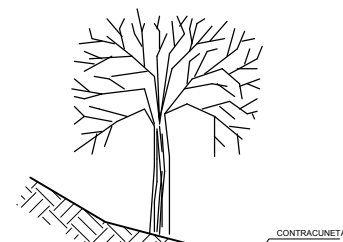


SIMBOLOGÍA	
	CAJA DISTRIBUIDORA DE CAUDAL
	CASETA DE CLORACIÓN
	CAJA ROMPEPRESIÓN
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	PAZO DE ZANJON
	TERRENO
	TUBERIA PVC
	ESTACIÓN
	COTA PIEZOMETRICA

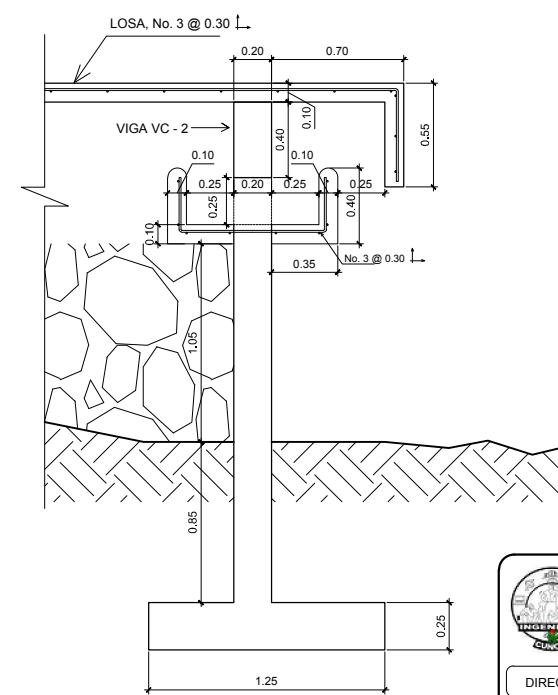
ESPECIFICACIONES

- TODA LA TUBERIA Y ACCESORIOS SON PVC, EXCEPTO OTRA INDICACIO, UNIDA CON PEGAMENTO ESPECIAL PARA PVC.
- LA ZANJA PARA TUBERIA DEBE ESTAR COMPLETAMENTE PAREJA ANTES DE COLOCAR LA TUBERIA.
- LA PROFUNDIDAD DE LA ZANJA DEBE SER 0.80 m, AL RELLENAR LA ZANJA DEBE COMPACTARSE EL SUELO.
- DONDE HAY VALVULAS DE LIMPIEZA O VALVULAS DE AIRE COLOCAR CAJA DE VALVULAS.

	CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERIA	
PROYECTO: MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		
DIRECCIÓN: CABECERA MUNICIPAL, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: PLANTA PERFIL E89 - E101		HOJA: 8 / 19
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.
ESCALA: INDICADA		
REVISÓ: _____		Vo. Bo. _____



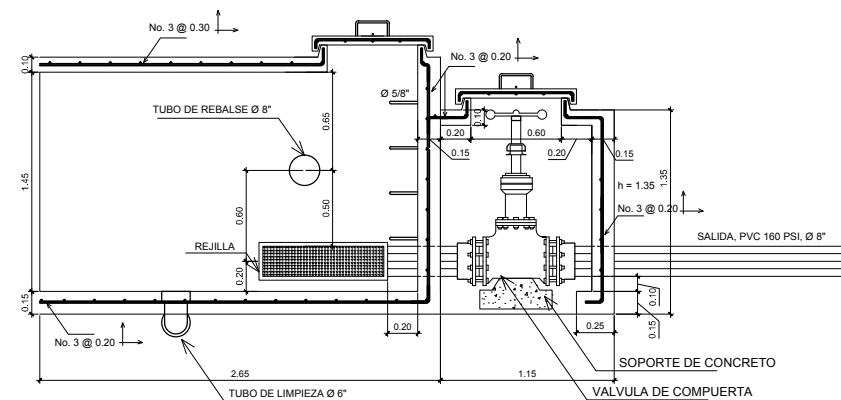
ESC. 1/75



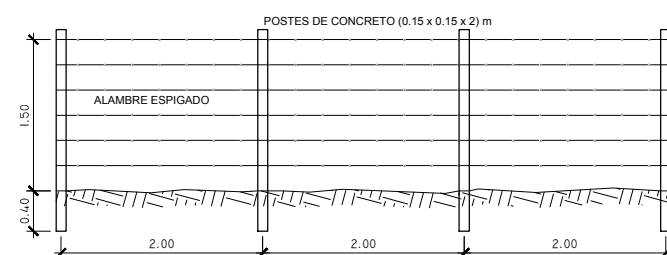
CORTE B - B

ESC. 1/40

- FC = 3000 PSI, PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA: 1:2:2
- Fy = 40000 PSI
- RECUBRIMIENTO EN CONTACTO CON EL SUELO 7.5 cm, VIGAS 4 cm Y EN LOSA 2.5 cm
- EL INTERIOR DE LOS MUROS Y LA LOSA INFERIOR DEBE DEBER SER IMPERMEABILIZADO CON SABIETA (CEMENTO - ARENA 1:2) DEBIDAMENTE ALISADA.
- LA LOSA SUPERIOR DEBE TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS, LA SUPERFICIE SUPERIOR DEBE CERNIRSE CON CEMENTO ARENA.
- EL SUELO BAJO LA LOSA DE PISO DEBE SER COMPLETAMENTE APISONADO
- LA TUBERIA SERA DE PVC 160 PSI DIAMETRO INDICADO, LOS ACCESORIOS SERAN UNIDOS CON PEGAMENTO ESPECIAL PARA PVC.
- LA CAPTACION DEBE ESTAR CERCADA CON ALAMBRE ESPIGADO PARA EVITAR EL INGRESO DE ANIMALES O PERSONAS NO AUTORIZADAS. ÁREA (17.50 x 25.00) m.



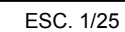
ESC. 1/50



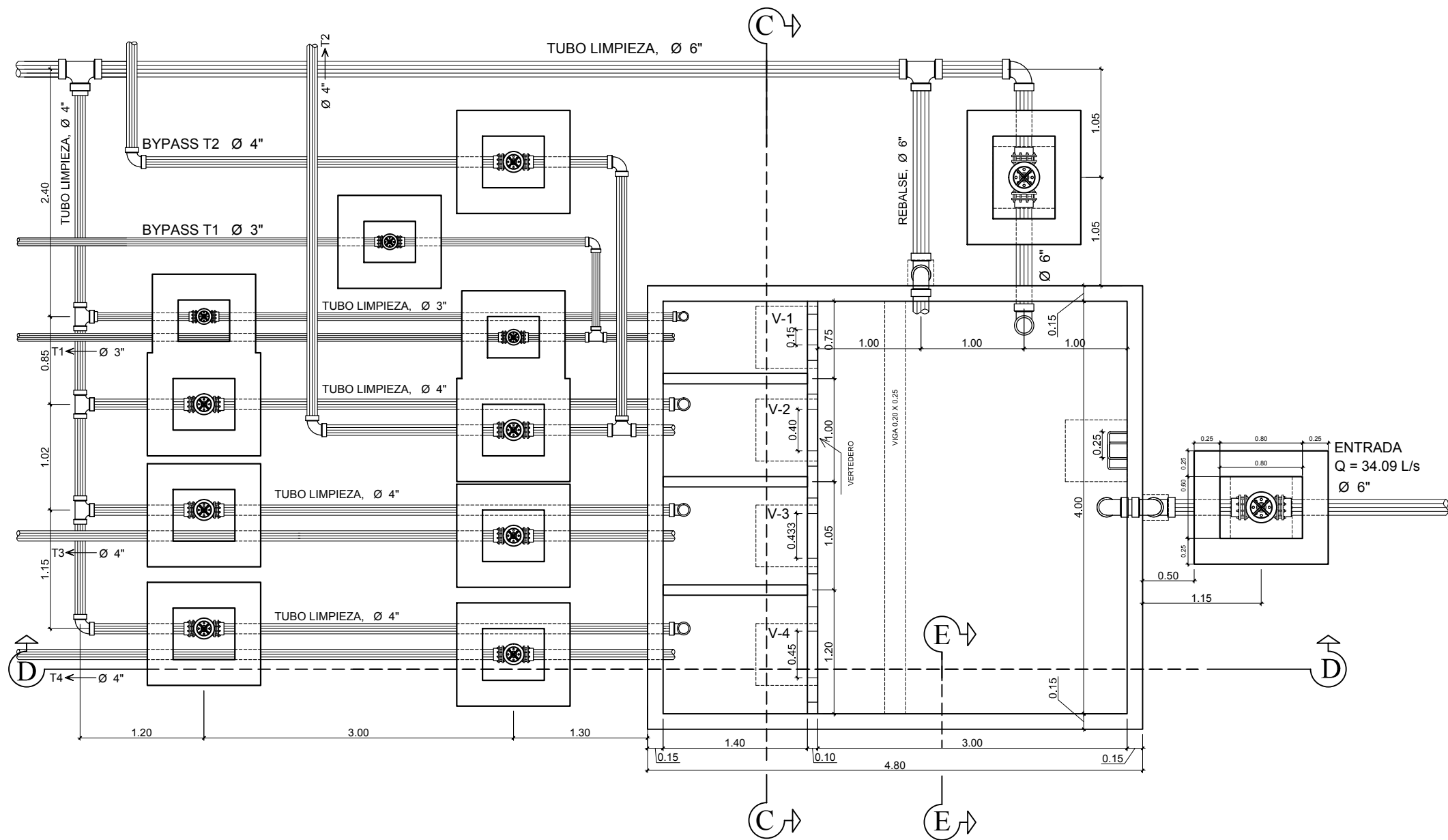
CERCO PERIMETRAL

ESC. 1/75

- F'C = 3000 PSI, PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA: 1:2:2
- F'y = 40000 PSI
- RECUBRIMIENTO EN CONTACTO CON EL SUELO 7.5 cm, VIGAS 4 cm Y EN LOSA 2.5 cm
- EL INTERIOR DE LOS MUROS Y LA LOSA INFERIOR DEBE DEBER SER IMPERMEABILIZADO CON SABIETA (CEMENTO - ARENA 1:2) DEBIDAMENTE ALISADA.
- LA LOSA SUPERIOR DEBE TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS, LA SUPERFICIE SUPERIOR DEBE CERNIRSE CON CEMENTO ARENA.
- EL SUELO BAJO LA LOSA DE PISO DEBE SER COMPLETAMENTE APISONADO
- LA TUBERIA SERA DE PVC 160 PSI DIAMETRO INDICADO UNIDA CON PEGAMENTO ESPECIAL PARA PVC.

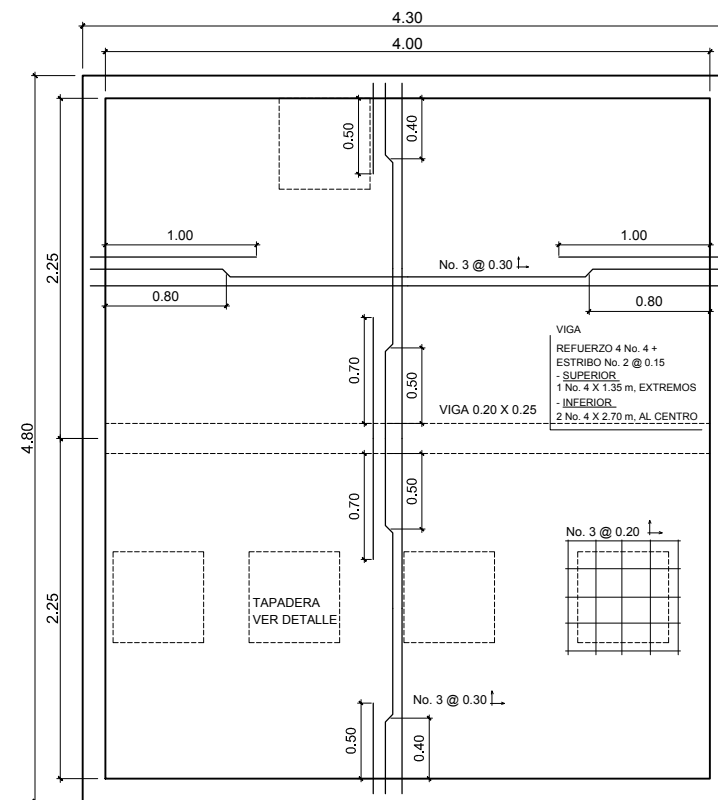


	CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERIA	
PROYECTO: MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		
DIRECCIÓN: CABECERA MUNICIPAL, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: REFUERZOS DE CAJA DE CAPTACIÓN Y DETALLES		
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.
		10 / 19
ESCALA: INDICADA		
REVISÓ: _____	Vo. Bo. _____	



PLANTA CAJA DISTRIBUIDORA DE CAUDAL

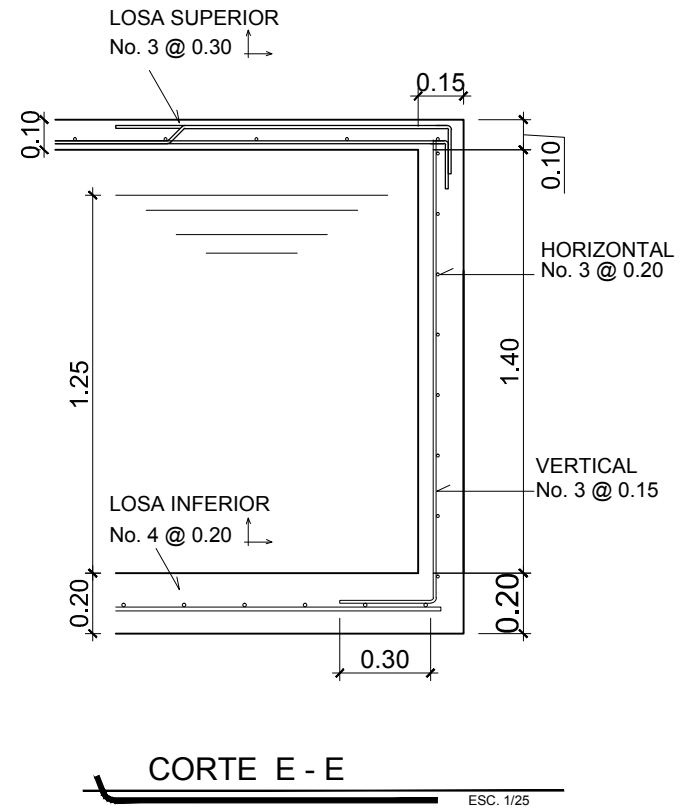
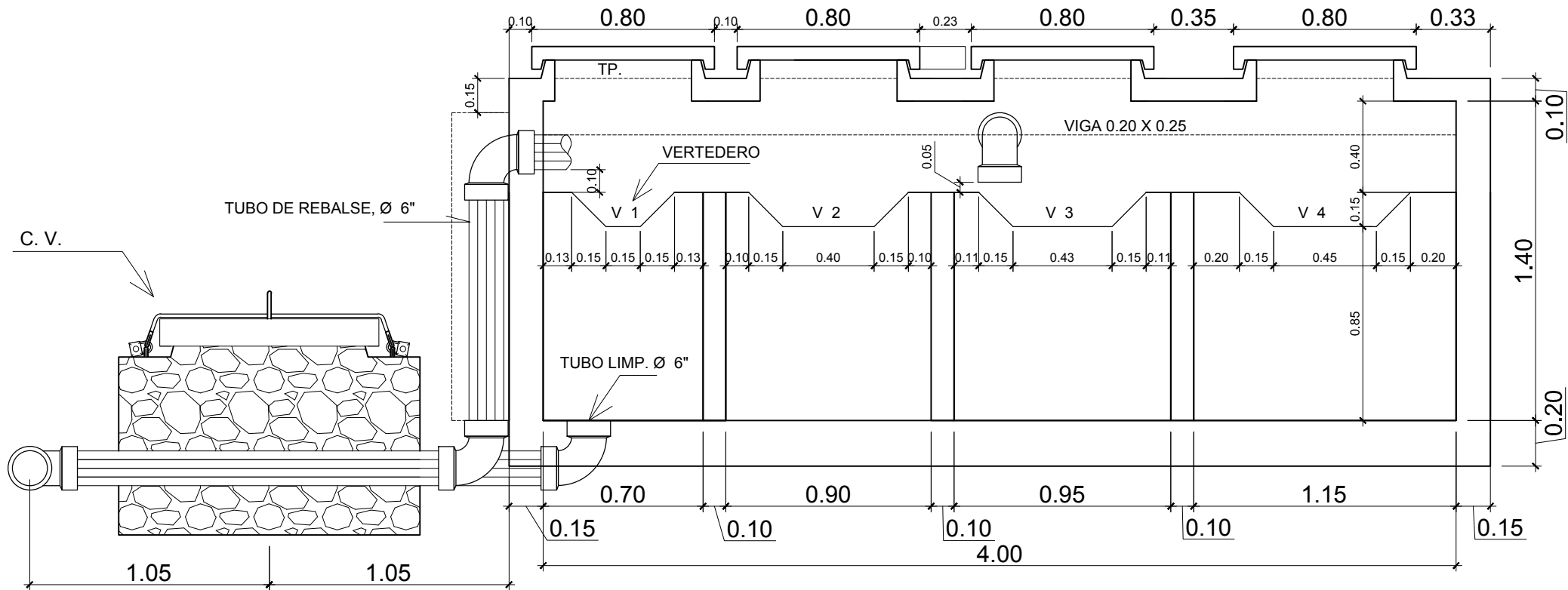
ESC. 1/50



LOSA SUPERIOR

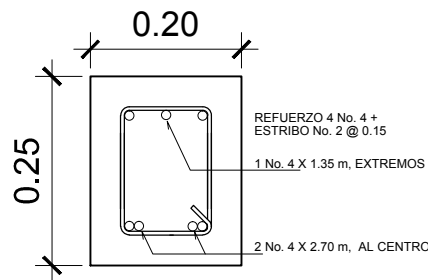
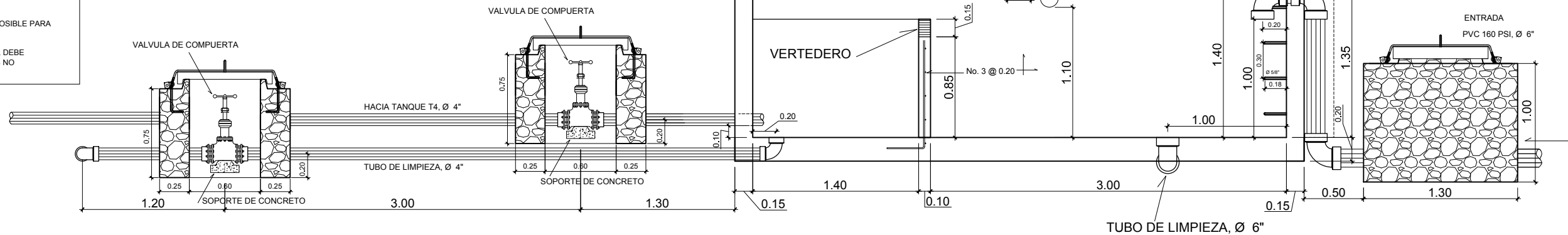
ESC. 1/50

	CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERIA	
PROYECTO: MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		
DIRECCIÓN: CABECERA MUNICIPAL, QUEZALTEPEQUE, CHIQUEMULA		
CONTENIDO: CAJA DISTRIBUIDORA DE CAUDAL		
HOJA:	11 / 19	
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.
ESCALA: INDICADA		
REVISÓ: _____		Va. Bo. _____



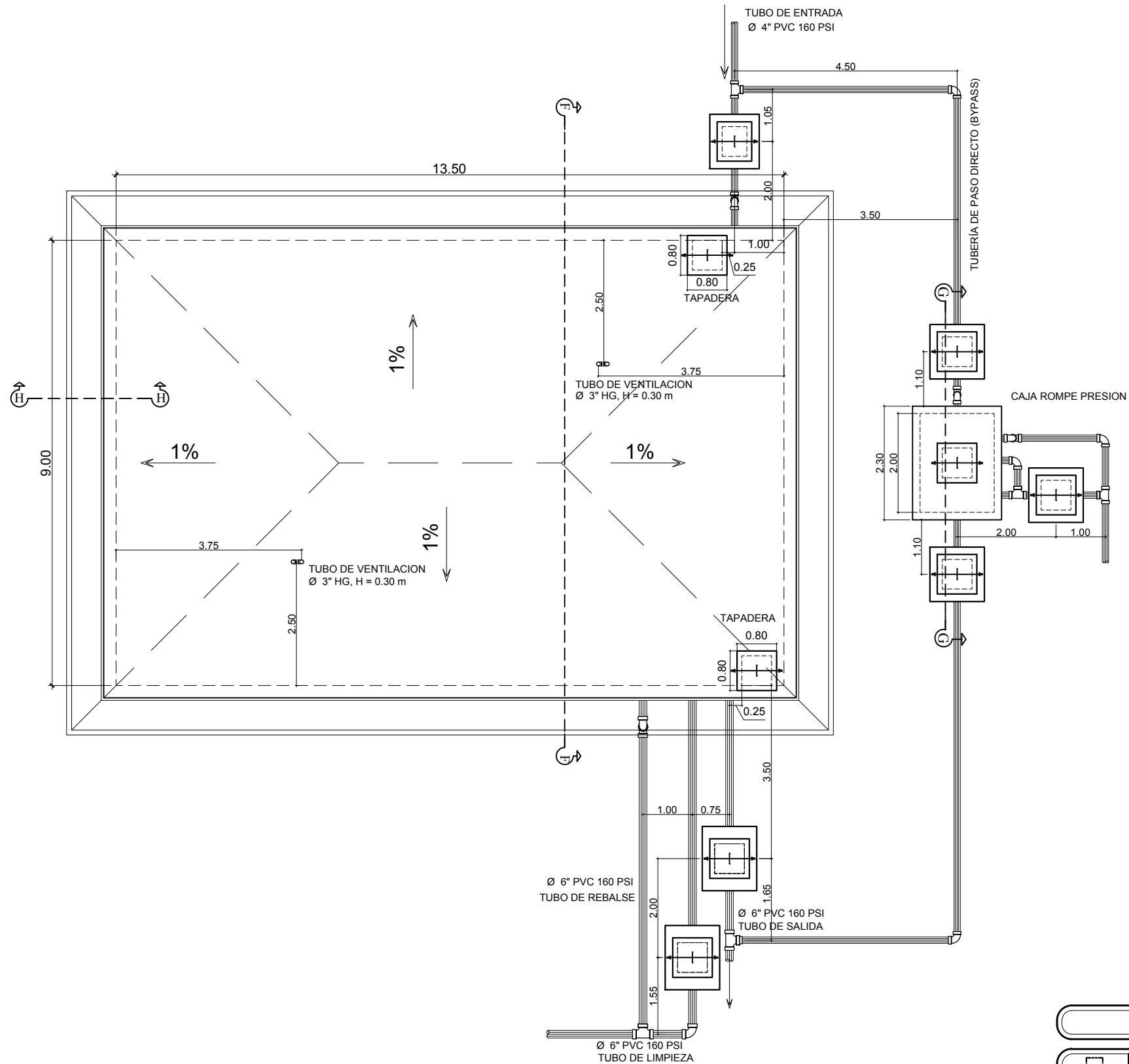
ESPECIFICACIONES

- F'c = 3000 PSI, PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA: 1:2:2
- Fy = 40000 PSI
- RECUBRIMIENTO EN CONTACTO CON EL SUELO 7.5 cm, VIGAS 4 cm Y EN LOSA 2.5 cm
- EL INTERIOR DE LOS MUROS Y LA LOSA INFERIOR DEBE DEBER SER IMPERMEABILIZADO CON SABIETA (CEMENTO - ARENA 1:2) DEBIDAMENTE ALISADA.
- LA LOSA SUPERIOR DEBE TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS, LA SUPERFICIE SUPERIOR DEBE CERNIRSE CON CEMENTO ARENA.
- EL SUELO BAJO LA LOSA DE PISO DEBE SER COMPLETAMENTE APISONADO
- LA TUBERIA SERA DE PVC 160 PSI DIAMETRO INDICADO UNIDA CON PEGAMENTO ESPECIAL PARA PVC.
- LOS VERTEDEROS DEBEN CONSTRUIRSE LOS MAS PRECISO POSIBLE PARA EVITAR VARIACIONES EN LA DISTRIBUCION DEL CAUDAL
- EL AREA DONDE SE UBICA LA CAJA DISTRIBUIDORA DE CAUDAL DEBE CERCARSE CON MALLA PARA EVITAR EL INGRESO DE PERSONAS NO AUTORIZADAS.



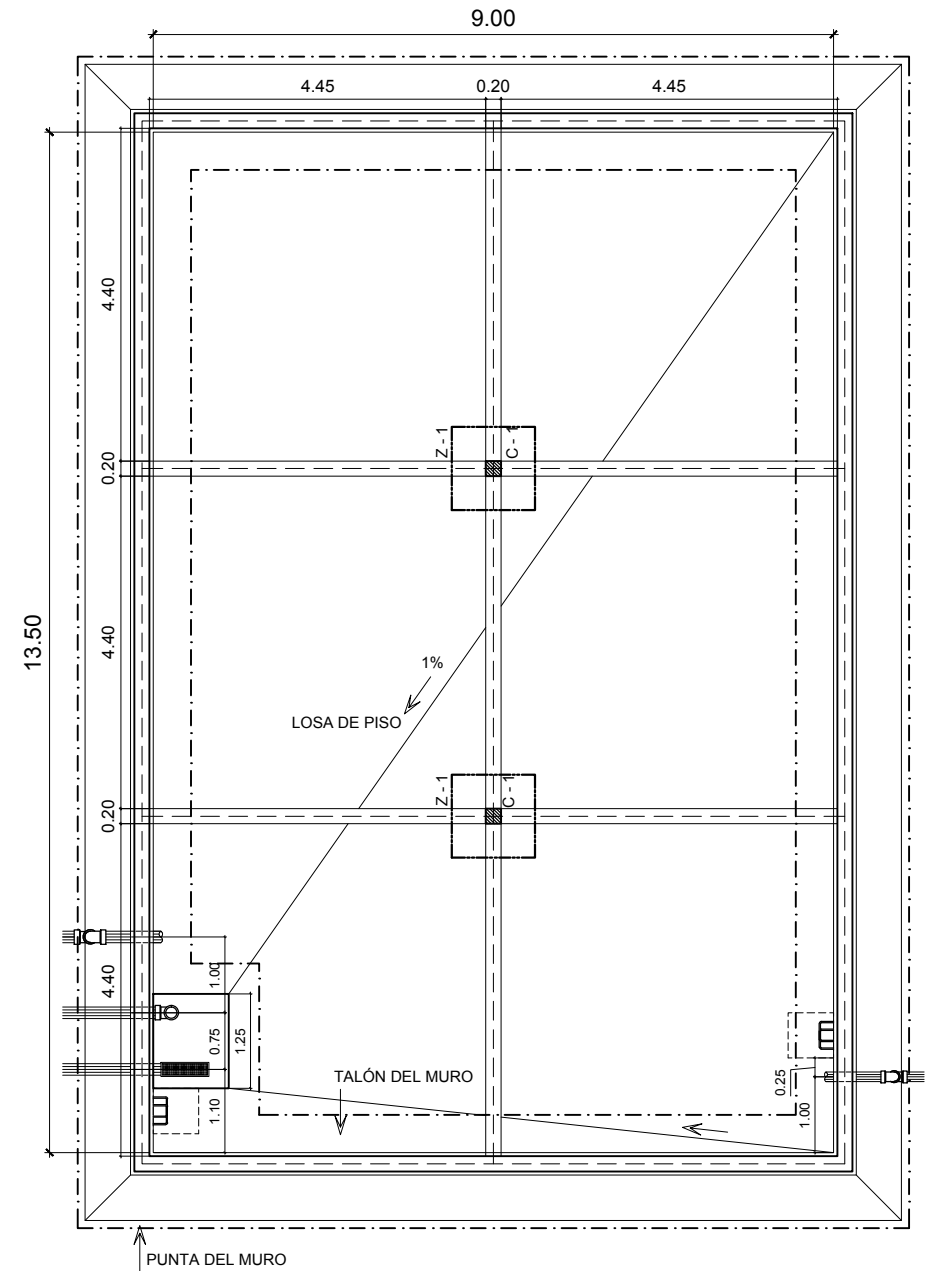
SECCION D - D

		CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERIA		
PROYECTO: MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE				
DIRECCIÓN: CABECERA MUNICIPAL, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA				
CONTENIDO: SECCIÓN Y CORTE DE CAJA DISTRIBUIDORA DE CAUDAL				HOJA:
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.	12/19	
ESCALA: INDICADA				
REVISÓ: _____		Vo. Bo. _____		



PLANTA TANQUE DE ALMACENAMIENTO

ESC. 1/100



PLANTA DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS

ESC. 1/100

SIMBOLOGÍA

	ZAPATAS
	COLUMNAS
	VIGAS
	BASE DEL MURO



CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
CARRERAS DE INGENIERÍA

PROYECTO: MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

DIRECCIÓN: CABECERA MUNICIPAL, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA

CONTENIDO: TANQUE DE ALMACENAMIENTO

DISEÑO:
MANUEL H. SANTOS M.

CALCULO:
MANUEL H. SANTOS M.

DIBUJO:
MANUEL H. SANTOS M.

ESCALA: INDICADA

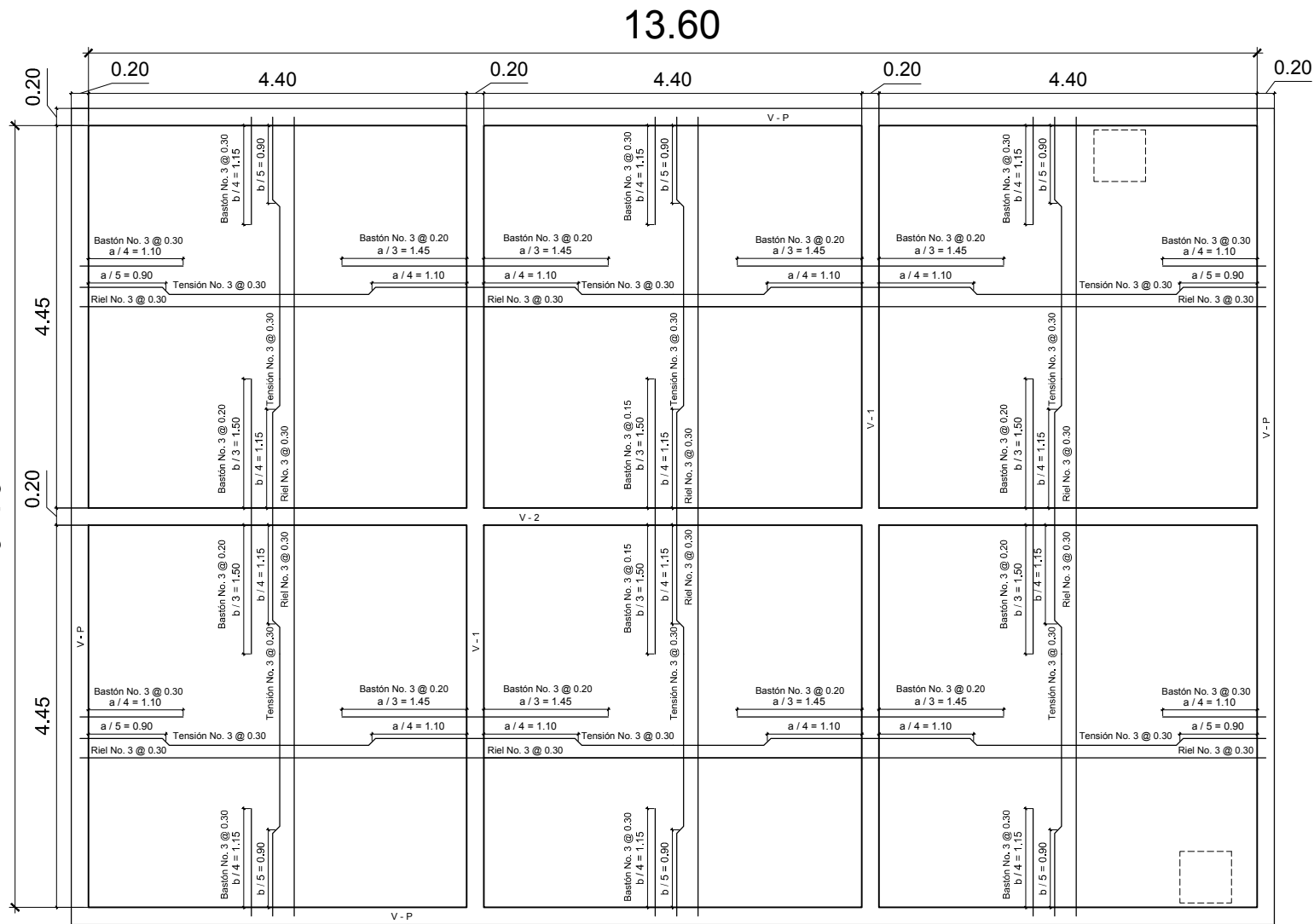
REVISÓ: _____

Va. Bo. _____



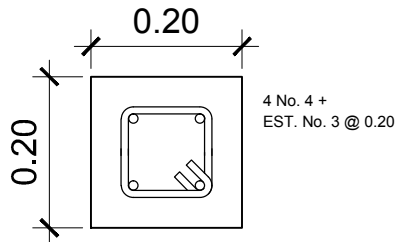
HOJA:
13/19

9.10



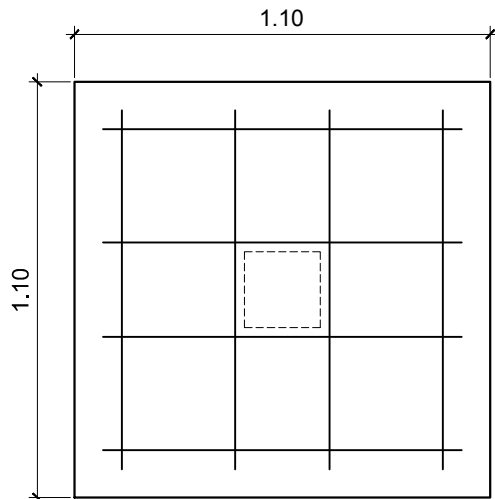
PLANTA ARMADO DE LOSA SUPERIOR

ESC. 1/75



COLUMNA C - 1

ESC. 1/10



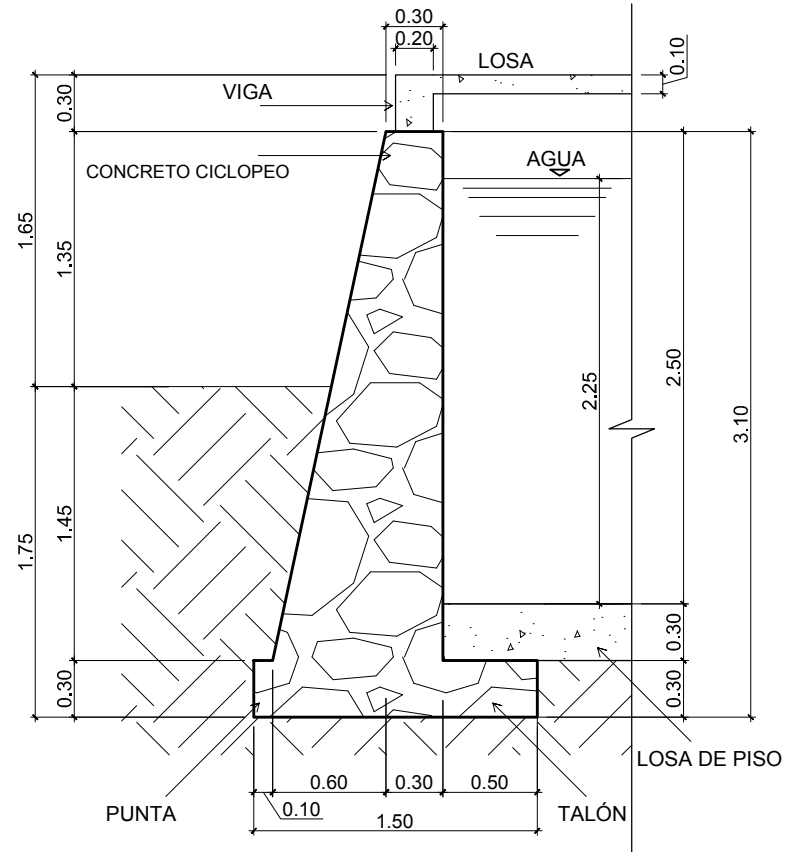
ZAPATA Z - 1

ESC. 1/20

No. 4 @ 0.25
F'c = 3000 PSI
Fy = 40000 PSI
REC = 0.075
AGREGADO GRUESO 3/4"

ESPECIFICACIONES

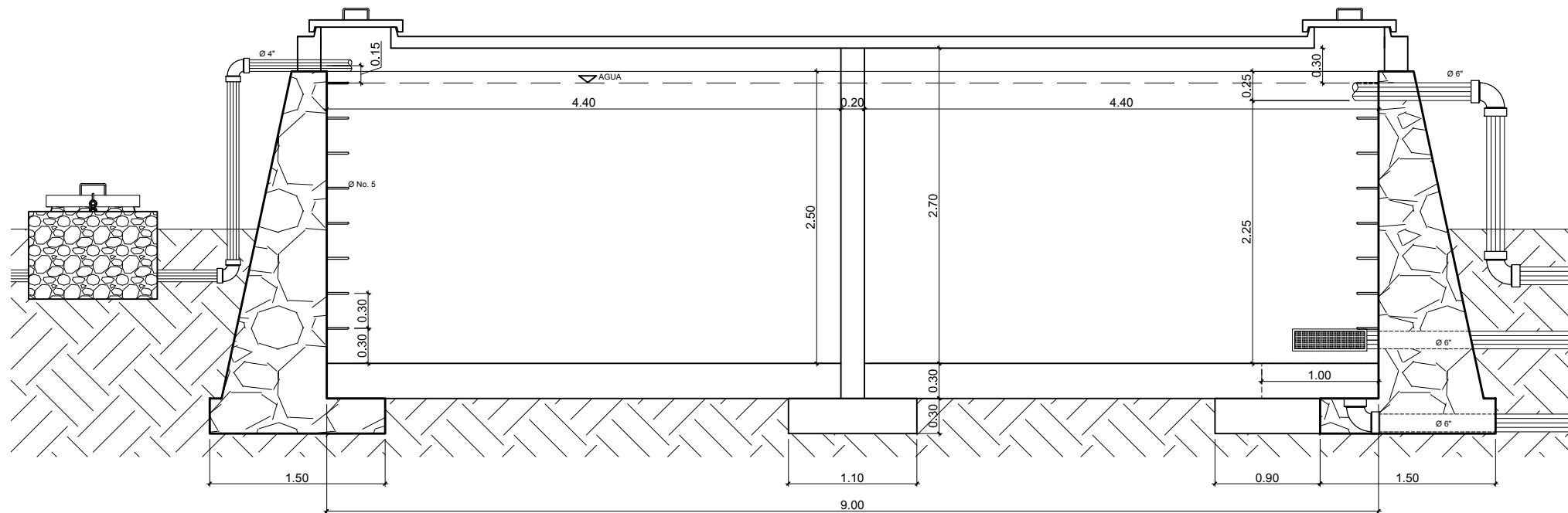
- F'c = 3000 PSI, PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA: 1:2:2
- Fy = 40000 PSI
- RECUBRIMIENTO EN CONTACTO CON EL SUELO 7.5 cm, VIGAS Y COLUMNAS 4 cm, Y EN LOSA 2.5 cm.
- EL INTERIOR DE LOS MUROS Y LA LOSA INFERIOR DEBE DEBER SER IMPERMEABILIZADO CON SABIETA (CEMENTO - ARENA 1:2) DEBIDAMENTE ALISADA.
- LA LOSA SUPERIOR DEBE TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS, LA SUPERFICIE SUPERIOR DEBE CERNIRSE CON CEMENTO ARENA.
- EL SUELO BAJO LA LOSA DE PISO DEBE SER COMPLETAMENTE APISONADO.
- LA TUBERIA SERA DE PVC 160 PSI DIAMETRO INDICADO UNIDA CON PEGAMENTO ESPECIAL PARA PVC.
- LOS MUROS SON DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA CONSTITUIDA POR UN 65% DE PIEDRA (TAMAÑO DE 10 - 30 cm) Y UN 35% DE MORTERO (ARENA-CEMENTO 1:2.80).
- EL AREA DONDE SE UBICA EL TANQUE DE ALMACENAMIENTO Y LAS CAJAS ROMPE PRESION DEBE CERCARSE CON MALLA PARA EVITAR EL INGRESO DE PERSONAS NO AUTORIZADAS.



CORTE H - H

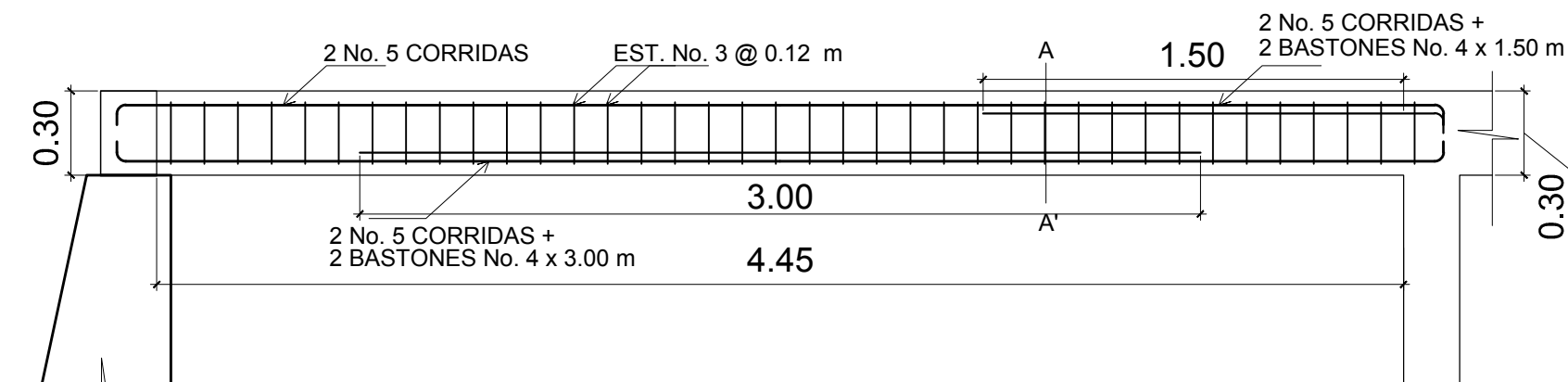
ESC. 1/50

		CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERIA			
PROYECTO: MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE					
DIRECCIÓN: CABECERA MUNICIPAL, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA					
CONTENIDO: DETALLES DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO		HOJA: 14/19			
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.			
ESCALA: INDICADA					
REVISÓ: _____			Vo. Bo. _____		



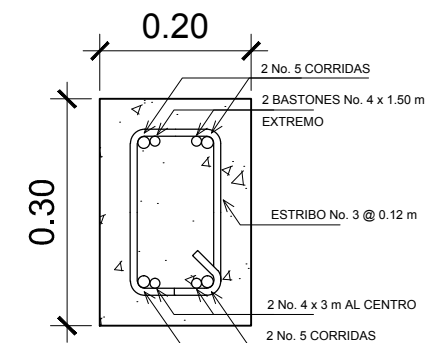
SECCION F - F

ESC. 1/50



DETALLE DE VIGA V - 1

ESC. 1/25



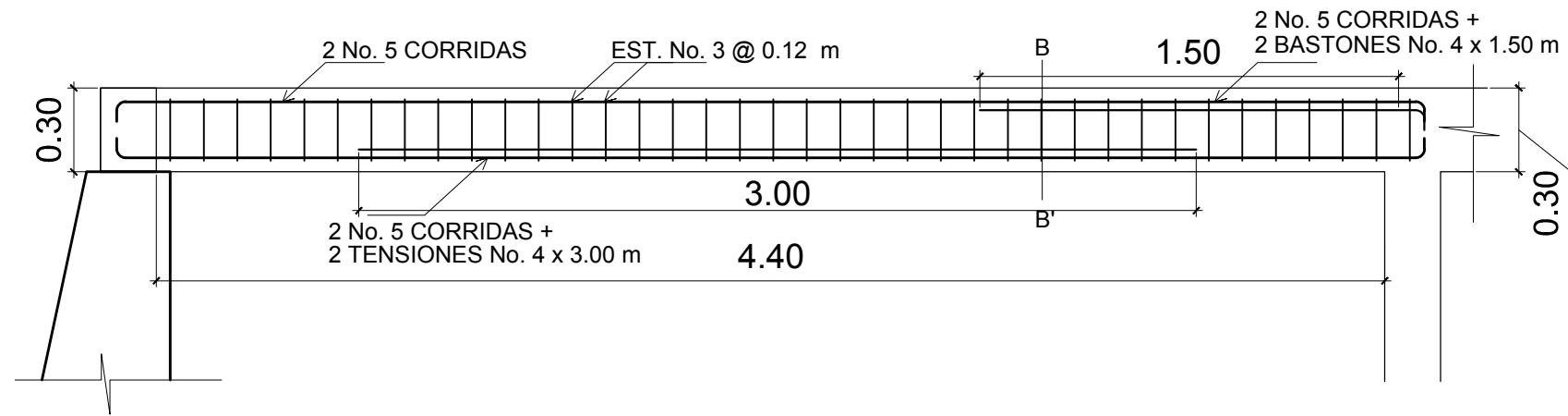
VIGA V - 1 (A-A')

ESC. 1/10

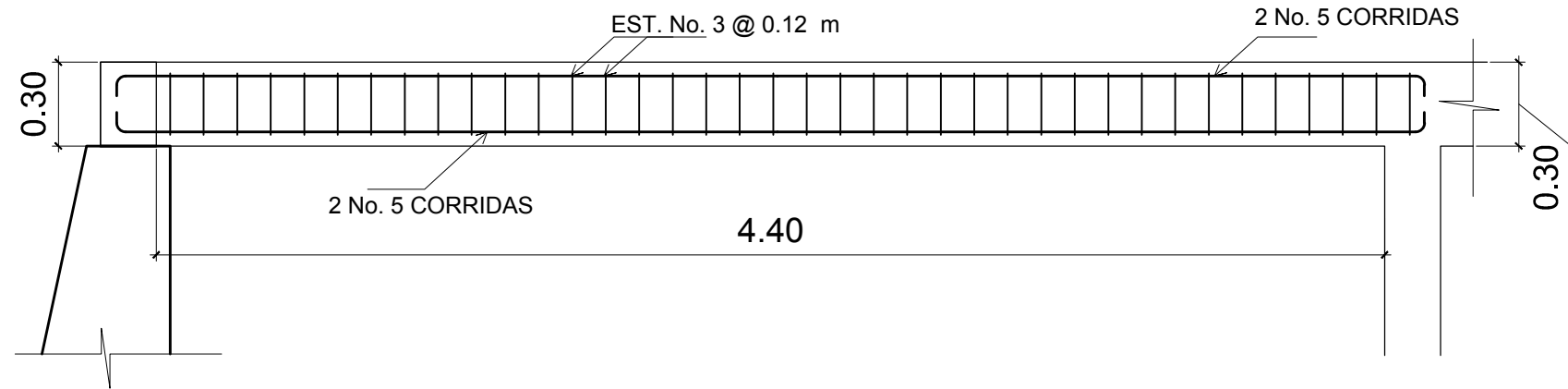
ESPECIFICACIONES

- F'C = 3000 PSI, PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA: 1:2:2
- Fy = 40000 PSI
- RECUBRIMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS 4 cm, Y EN LOSA 2.5 cm.
- AGREGADO GRUESO ½"

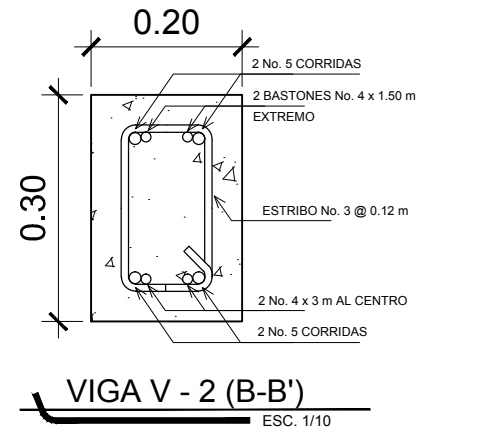
	CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERIA		
PROYECTO: MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE			
DIRECCIÓN: CABECERA MUNICIPAL, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA			
CONTENIDO: SECCION DE TANQUE Y DETALLE DE VIGA			HOJA:
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.	15/19
ESCALA: INDICADA			
REVISÓ: _____		Vo. Bo. _____	



DETALLE DE VIGA V - 2
ESC. 1/25

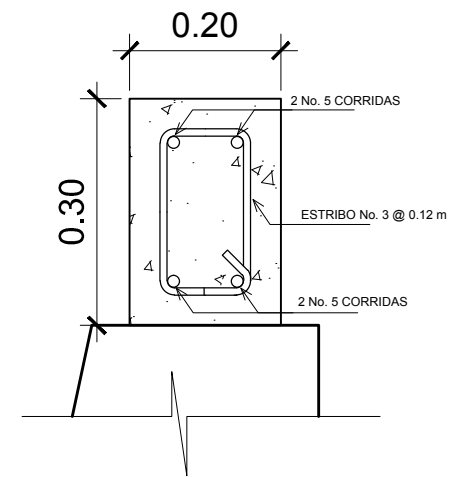


DETALLE DE VIGA PERIMETRAL V - P
ESC. 1/25



VIGA V - 2 (B-B')

ESC. 1/10



VIGA V - P

ESC. 1/10

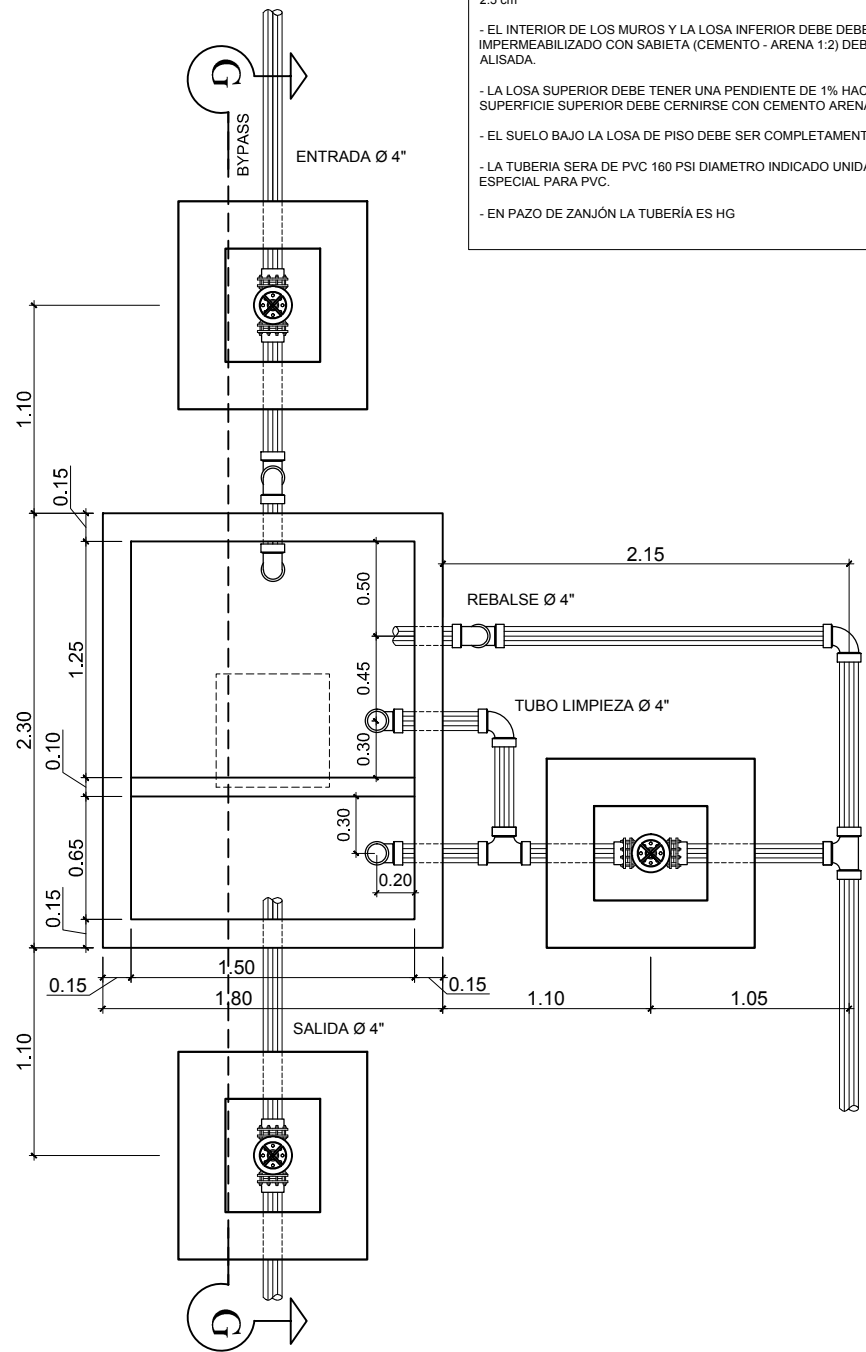
ESPECIFICACIONES

- F'C = 3000 PSI, PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA: 1:2:2
- F_y = 40000 PSI
- RECUBRIMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS 4 cm, Y EN LOSA 2.5 cm.
- AGREGADO GRUESO ½"
- LA VIGA PERIMETRAL NO DEBE ADHERIRSE A LOS MUROS.

	CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERÍA		
PROYECTO: MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE			
DIRECCIÓN: CABECERA MUNICIPAL, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA			
CONTENIDO: DETALLE DE VIGAS			HOJA:
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CÁLULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.	16/19
ESCALA: INDICADA			
REVISÓ: _____		Vo. Bo. _____	

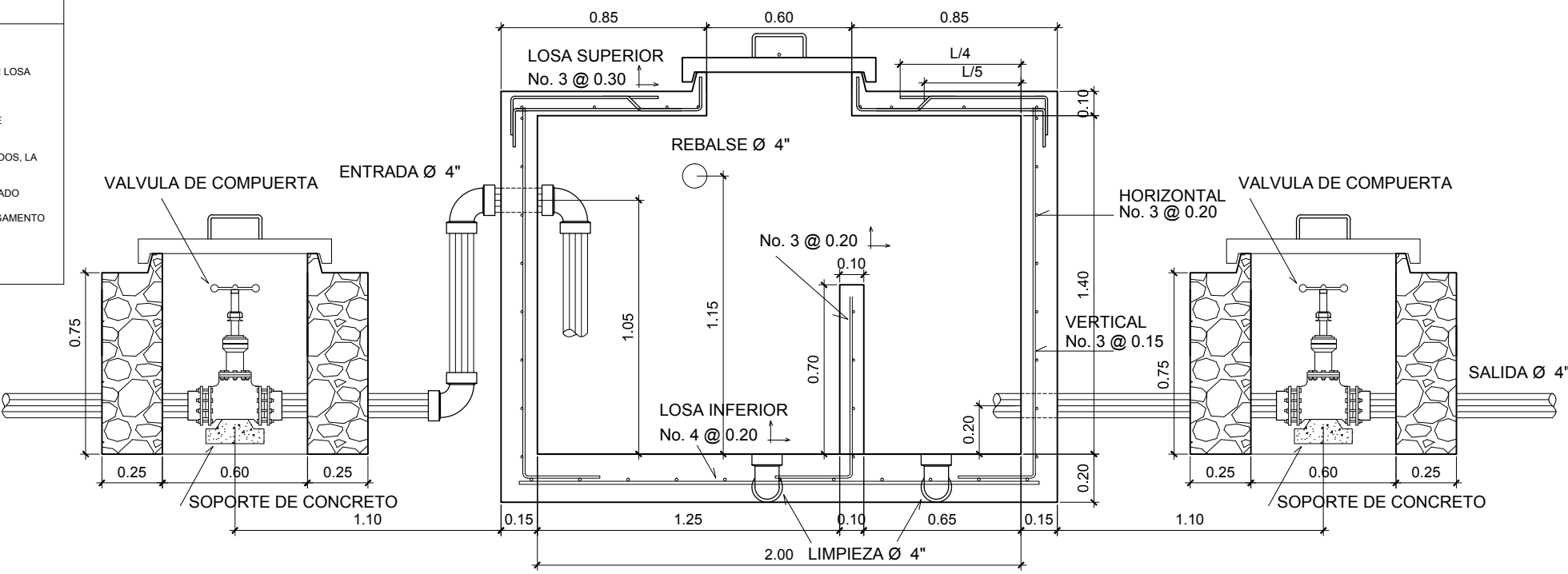
ESPECIFICACIONES

- F'c = 3000 PSI, PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA: 1:2:2
- Fy = 40000 PSI
- RECUBRIMIENTO EN CONTACTO CON EL SUELO 7.5 cm, VIGAS 4 cm Y EN LOSA 2.5 cm
- EL INTERIOR DE LOS MUROS Y LA LOSA INFERIOR DEBE DEBER SER IMPERMEABILIZADO CON SABIETA (CEMENTO - ARENA 1:2) DEBIDAMENTE ALISADA.
- LA LOSA SUPERIOR DEBE TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS, LA SUPERFICIE SUPERIOR DEBE CERNIRSE CON CEMENTO ARENA.
- EL SUELO BAJO LA LOSA DE PISO DEBE SER COMPLETAMENTE APISONADO
- LA TUBERIA SERA DE PVC 160 PSI DIAMETRO INDICADO UNIDA CON PEGAMENTO ESPECIAL PARA PVC.
- EN PAZO DE ZANJÓN LA TUBERÍA ES HG



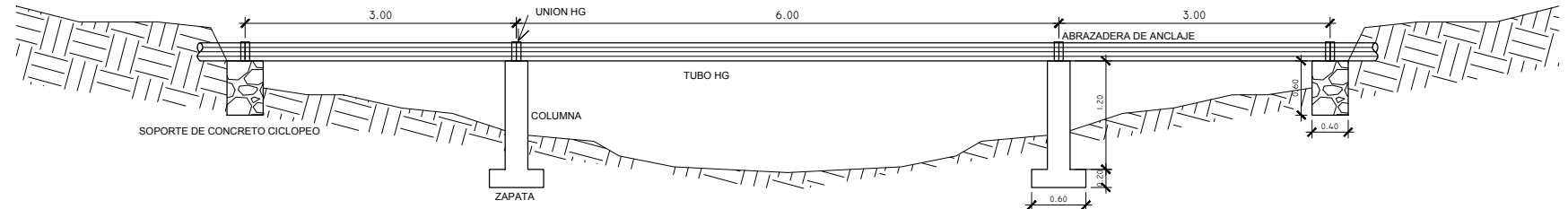
CAJA ROMPRE PRESION

ESC. 1/40



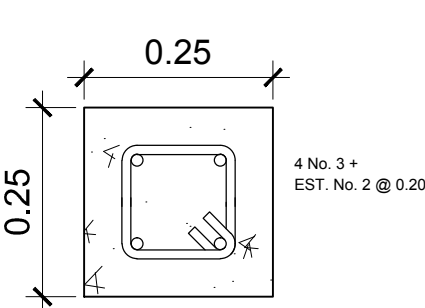
CORTE G - G

ESC. 1/25



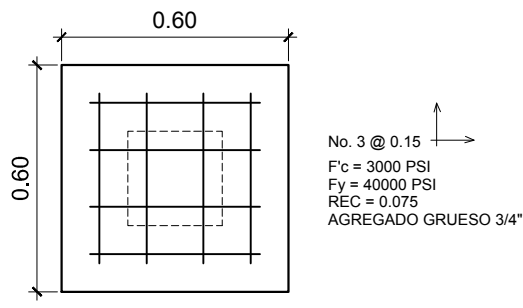
PAZO DE ZANJÓN P. Z.

ESC. 1/75



COLUMNA P. Z.

ESC. 1/10



ZAPATA P. Z.

ESC. 1/20

		CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERIA			
PROYECTO: MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE					
DIRECCIÓN: CABECERA MUNICIPAL, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA					
CONTENIDO: CAJA ROMPRE PRESION Y PAZO DE ZANJON					
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.		CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.		DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.	
ESCALA: INDICADA					
REVISÓ: _____			Vo. Bo. _____		



ESC. 1/20



ESC. 1/20



ESC. 1/20



ESC. 1/20



ESC. 1/10



ESC. 1/20

ESPECIFICACIONES

TAPADERA

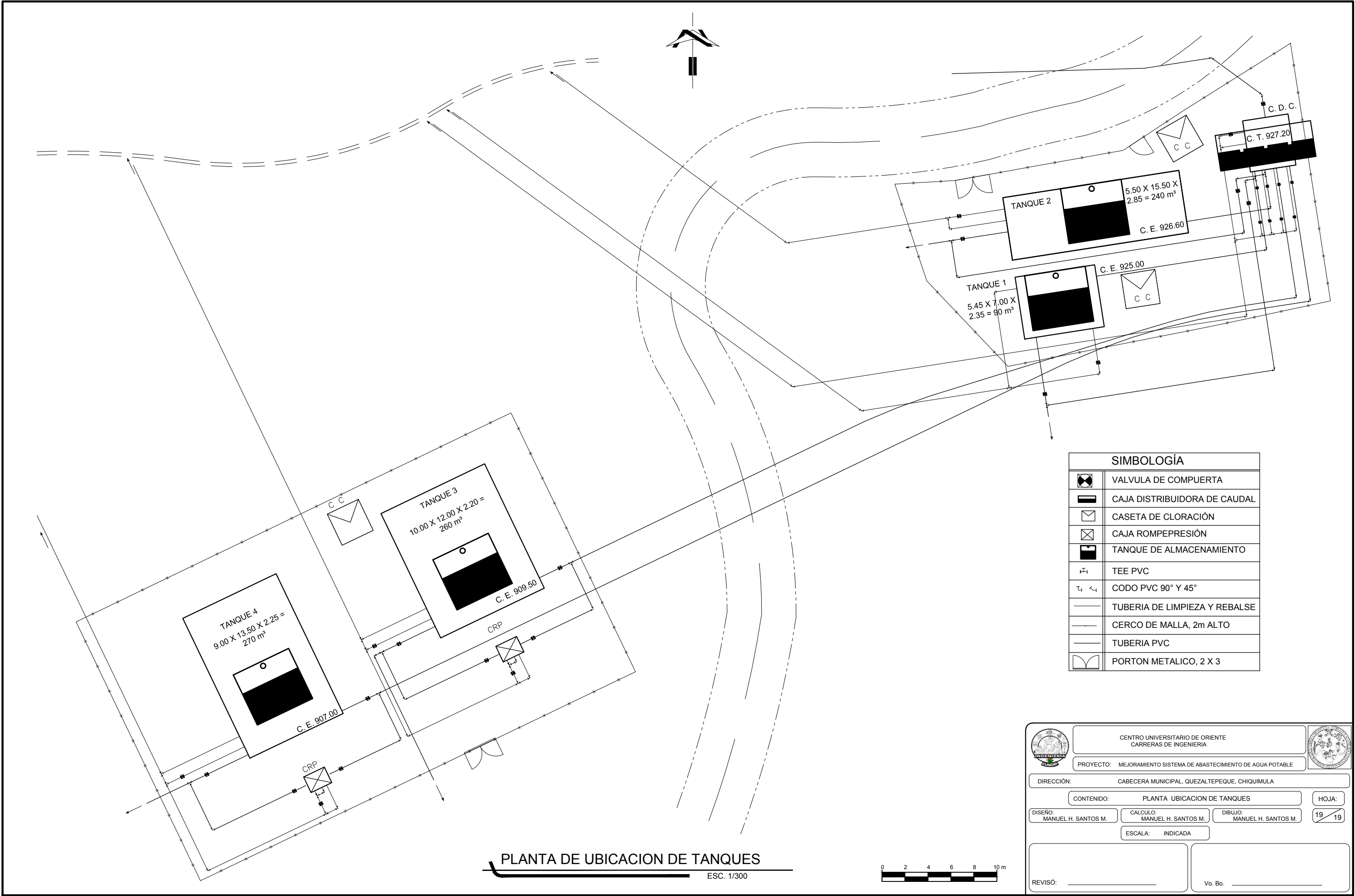
- F'C = 3000 PSI, PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA: 1:2:2
- Fy = 40000 PSI

MUROS DE CAJA DE VALVULA

- LOS MUROS SON DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA CONSTITUIDA POR UN 65% DE PIEDRA (TAMAÑO DE 10 - 25 CM) Y UN 35% DE MORTERO (ARENA-CEMENTO 1:2.80).

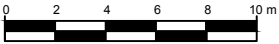
- TODAS LAS CAJAS DE VALVULAS DEBEN ESTAR PROVISTAS DE CANDADOS PARA INTEMPERIE PARA EVITAR QUE CUALQUIER PERSONA NO AUTORIZADA MANIPULE LAS VALVULAS.

	CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERIA	
PROYECTO: MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		
DIRECCIÓN: CABECERA MUNICIPAL, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: DETALLES DE CAJA DE VALVULAS		
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.
ESCALA: INDICADA		HOJA: 18 / 19
REVISÓ: _____	Vo. Bo. _____	



PLANTA DE UBICACION DE TANQUES

ESC. 1/300



	CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERAS DE INGENIERIA		
PROYECTO: MEJORAMIENTO SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE			
DIRECCIÓN: CABECERA MUNICIPAL, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA			
CONTENIDO: PLANTA UBICACION DE TANQUES			HOJA:
DISEÑO: MANUEL H. SANTOS M.	CALCULO: MANUEL H. SANTOS M.	DIBUJO: MANUEL H. SANTOS M.	19 / 19
ESCALA: INDICADA			
REVISÓ: _____		Vo. Bo. _____	

ANEXOS

- ANEXO A** Ensayo de compresión triaxial.
- ANEXO B** Propiedades de los cables de acero según ASTM A 603-98 (2003).
- ANEXO C** Propiedades de abrazaderas para atado de cables.
- ANEXO D** Análisis físico, químico y bacteriológico del agua del nacimiento del río La Conquista.

ANEXO A

Ensayo de compresión triaxial

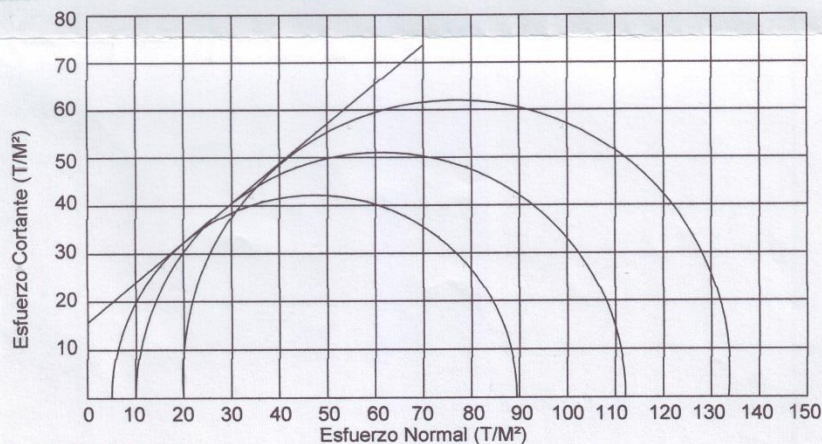


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 205 S.S. O.T.: 31,099
INTERESADO: Manuel Humberto Santos Martínez
PROYECTO: EPS "Diseño de Puente Peatonal Colgante en Caserio Encuentros Abajo, Quetzaltepeque, Chiquimula"
UBICACIÓN: Municipalidad de Quetzaltepeque, Chiquimula
FECHA: lunes, 11 de marzo de 2013
POZO: 1 PROFUNDIDAD: 2.00 m MUESTRA: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 39.7^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 15.67 \text{ Ton/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
DESCRIPCION DEL SUELO: Arena pomez limosa color gris claro
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	2	3
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	47.21	61.05	76.79
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.0	2.5	3.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.52	1.52	1.52
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.68	1.68	1.68
HUMEDAD (%H)	10.73	10.73	10.73

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de investigaciones de ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala.

ANEXO B

Propiedades de los cables de acero según ASTM A 603 - 98 (2003)

Properties of Single-Class Zinc-Coated Steel Structural Wire Rope (SI Units)					
Nominal Diameter, mm	Minimum Breaking Strength in Metric Tons			Approximate Gross Metallic Area, mm ²	Approximate Weight/m, kg
	Class A Coating Throughout	Class B Coating Throughout	Class C Coating Throughout		
9.53	5.9	5.8	5.4	41.9	0.36
11.11	8.0	7.8	7.3	58.7	0.48
12.70	10.4	10.0	9.5	76.8	0.62
14.29	13.2	12.5	12.0	94.8	0.79
15.88	16.3	15.6	14.9	117.4	0.97
17.46	19.5	18.8	17.7	142.8	1.18
19.05	23.6	22.5	21.4	172.9	1.41
20.64	27.2	25.9	24.8	200.7	1.64
22.23	31.8	30.3	28.8	232.9	1.90
23.81	36.3	34.7	33.0	267.1	2.19
25.40	41.5	39.8	37.6	303.9	2.48
26.98	47.4	45.0	42.6	344.5	2.81
28.57	53.9	51.5	48.5	388.5	3.14
30.16	60.9	58.0	54.5	435.5	3.50
31.75	68.4	65.0	61.0	485.5	3.88
33.34	76.4	72.5	68.0	538.5	4.28
34.93	84.9	80.0	75.0	594.5	4.68
36.52	93.9	88.5	82.0	653.5	5.08
38.11	103.4	97.5	90.0	715.5	5.48
39.70	113.4	107.0	99.0	780.5	5.88
41.29	123.9	117.0	109.0	848.5	6.28
42.88	134.9	127.5	119.0	919.5	6.68
44.47	146.4	138.5	130.0	993.5	7.08
46.06	158.4	149.5	141.0	1070.5	7.48
47.65	170.9	161.0	153.0	1150.5	7.88
49.24	183.9	172.5	165.0	1233.5	8.28
50.83	197.4	184.0	177.0	1319.5	8.68
52.42	211.4	196.0	189.0	1408.5	9.08
54.01	225.9	208.5	201.0	1500.5	9.48
55.60	240.9	221.0	214.0	1595.5	9.88
57.19	256.4	234.0	227.0	1693.5	10.28
58.78	272.4	247.0	240.0	1794.5	10.68
60.37	288.9	260.0	253.0	1898.5	11.08
61.96	305.9	273.5	266.0	2005.5	11.48
63.55	323.4	287.0	279.0	2115.5	11.88
65.14	341.4	301.0	292.0	2228.5	12.28
66.73	359.9	315.0	305.0	2344.5	12.68
68.32	378.9	329.5	318.0	2463.5	13.08
69.91	398.4	344.0	331.0	2585.5	13.48
71.50	418.4	358.5	344.0	2710.5	13.88
73.09	438.9	373.0	357.0	2838.5	14.28
74.68	459.9	388.0	370.0	2969.5	14.68
76.27	481.4	403.0	383.0	3103.5	15.08
77.86	503.4	418.5	396.0	3240.5	15.48
79.45	525.9	434.0	409.0	3380.5	15.88
81.04	548.9	449.5	422.0	3523.5	16.28
82.63	572.4	465.0	435.0	3669.5	16.68
84.22	596.4	480.5	448.0	3818.5	17.08
85.81	620.9	496.0	461.0	3970.5	17.48
87.40	645.9	511.5	474.0	4124.5	17.88
88.99	671.4	527.0	487.0	4281.5	18.28
90.58	697.4	543.0	500.0	4441.5	18.68
92.17	723.9	559.0	513.0	4604.5	19.08
93.76	750.9	575.0	526.0	4770.5	19.48
95.35	778.4	591.0	539.0	4939.5	19.88
96.94	806.4	607.0	552.0	5111.5	20.28
98.53	834.9	623.0	565.0	5285.5	20.68
100.12	863.9	639.0	578.0	5462.5	21.08
101.71	893.4	655.0	591.0	5642.5	21.48
103.30	923.4	671.0	604.0	5825.5	21.88
104.89	953.9	687.0	617.0	6011.5	22.28
106.48	984.9	703.0	630.0	6200.5	22.68
108.07	1016.4	719.0	643.0	6392.5	23.08
109.66	1048.4	735.0	656.0	6587.5	23.48
111.25	1080.9	751.0	669.0	6785.5	23.88
112.84	1113.9	767.0	682.0	6986.5	24.28
114.43	1147.4	783.0	695.0	7189.5	24.68
116.02	1181.4	799.0	708.0	7394.5	25.08
117.61	1215.9	815.0	721.0	7601.5	25.48
119.20	1250.9	831.0	734.0	7810.5	25.88
120.79	1286.4	847.0	747.0	8021.5	26.28
122.38	1322.4	863.0	760.0	8234.5	26.68
123.97	1358.9	879.0	773.0	8449.5	27.08
125.56	1395.9	895.0	786.0	8666.5	27.48
127.15	1433.4	911.0	799.0	8885.5	27.88
128.74	1471.4	927.0	812.0	9106.5	28.28
130.33	1509.9	943.0	825.0	9329.5	28.68
131.92	1548.9	959.0	838.0	9554.5	29.08
133.51	1588.4	975.0	851.0	9781.5	29.48
135.10	1628.4	991.0	864.0	10010.5	29.88
136.69	1668.9	1007.0	877.0	10241.5	30.28
138.28	1709.4	1023.0	890.0	10474.5	30.68
139.87	1750.9	1039.0	903.0	10709.5	31.08
141.46	1792.4	1055.0	916.0	10946.5	31.48
143.05	1834.9	1071.0	929.0	11184.5	31.88
144.64	1877.4	1087.0	942.0	11424.5	32.28
146.23	1920.9	1103.0	955.0	11666.5	32.68
147.82	1964.4	1119.0	968.0	11910.5	33.08
149.41	2008.9	1135.0	981.0	12156.5	33.48
151.00	2053.4	1151.0	994.0	12404.5	33.88
152.59	2098.9	1167.0	1007.0	12654.5	34.28
154.18	2144.4	1183.0	1020.0	12906.5	34.68
155.77	2190.9	1199.0	1033.0	13160.5	35.08
157.36	2237.4	1215.0	1046.0	13416.5	35.48
158.95	2284.9	1231.0	1059.0	13674.5	35.88
160.54	2332.4	1247.0	1072.0	13934.5	36.28
162.13	2380.9	1263.0	1085.0	14196.5	36.68
163.72	2429.4	1279.0	1098.0	14460.5	37.08
165.31	2478.9	1295.0	1111.0	14726.5	37.48
166.90	2528.4	1311.0	1124.0	15004.5	37.88
168.49	2578.9	1327.0	1137.0	15284.5	38.28
170.08	2629.4	1343.0	1150.0	15566.5	38.68
171.67	2680.9	1359.0	1163.0	15850.5	39.08
173.26	2732.4	1375.0	1176.0	16136.5	39.48
174.85	2784.9	1391.0	1189.0	16424.5	39.88
176.44	2837.4	1407.0	1202.0	16714.5	40.28
178.03	2890.9	1423.0	1215.0	17006.5	40.68
179.62	2944.4	1439.0	1228.0	17300.5	41.08
181.21	2998.9	1455.0	1241.0	17596.5	41.48
182.80	3053.4	1471.0	1254.0	17894.5	41.88
184.39	3108.9	1487.0	1267.0	18194.5	42.28
185.98	3164.4	1503.0	1280.0	18496.5	42.68
187.57	3220.9	1519.0	1293.0	18800.5	43.08
189.16	3277.4	1535.0	1306.0	19106.5	43.48
190.75	3334.9	1551.0	1319.0	19414.5	43.88
192.34	3392.4	1567.0	1332.0	19724.5	44.28
193.93	3450.9	1583.0	1345.0	20036.5	44.68
195.52	3509.4	1599.0	1358.0	20350.5	45.08
197.11	3568.9	1615.0	1371.0	20666.5	45.48
198.70	3628.4	1631.0	1384.0	20984.5	45.88
200.29	3688.9	1647.0	1397.0	21304.5	46.28
201.88	3749.4	1663.0	1410.0	21626.5	46.68
203.47	3810.9	1679.0	1423.0	21950.5	47.08
205.06	3872.4	1695.0	1436.0	22276.5	47.48
206.65	3934.9	1711.0	1449.0	22604.5	47.88
208.24	3997.4	1727.0	1462.0	22934.5	48.28
209.83	4060.9	1743.0	1475.0	23266.5	48.68
211.42	4124.4	1759.0	1488.0	23600.5	49.08
213.01	4188.9	1775.0	1501.0	23936.5	49.48
214.60	4253.4	1791.0	1514.0	24274.5	49.88
216.19	4318.9	1807.0	1527.0	24614.5	50.28
217.78	4384.4	1823.0	1540.0	24956.5	50.68
219.37	4450.9	1839.0	1553.0	25300.5	51.08
220.96	4517.4	1855.0	1566.0	25646.5	51.48
222.55	4584.9	1871.0	1579.0	26004.5	51.88
224.14	4652.4	1887.0	1592.0	26364.5	52.28
225.73	4720.9	1903.0	1605.0	26726.5	52.68
227.32	4789.4	1919.0	1618.0	27090.5	53.08
228.91	4858.9	1935.0	1631.0	27456.5	53.48
230.50	4928.4	1951.0	1644.0	27824.5	53.88
232.09	4998.9	1967.0	1657.0	28194.5	54.28
233.68	5069.4	1983.0	1670.0	28566.5	54.68
235.27	5140.9	2000.0	1683.0	28940.5	55.08
236.86	5212.4	2016.0	1696.0	29316.5	55.48
238.45	5284.9	2032.0	1709.0	29694.5	55.88
240.04	5357.4	2048.0	1722.0	30074.5	56.28
241.63	5430.9	2064.0	1735.0	30456.5	56.68
243.22	5504.4	2080.0	1748.0	30840.5	57.08
244.81	5578.9	2096.0	1761.0	31226.5	57.48
246.40	5653.4	2112.0	1774.0	31614.5	57.88
247.99	5728.9	2128.0	1787.0	32004.5	58.28
249.58	5804.4	2144.0	1800.0	32396.5	58.68
251.17	5880.9	2160.0	1813.0	32790.5	59.08
252.76	5957.4	2176.0	1826.0	33186.5	59.48
254.35	6034.9	2192.0	1839.0	33584.5	59.88
255.94	6112.4	2208.0	1852.0	33984.5	60.28
257.53	6190.9	2224.0	1865.0	34386.5	60.68
259.12	6269.4	2240.0	1878.0	34790.5	61.08
260.71	6348.9	2256.0	1891.0	35196.5	61.48
262.30	6428.4	2272.0	1904.0	35604.5	61.88
263.89	6508.9	2288.0	1917.0	36014.5	62.28
265.48	6589.4	2304.0	1930.0	36426.5	62.68
267.07	6670.9	2320.0	1943.0	36840.5	63.08
268.66	6752.4	2336.0	1956.0	37256.5	63.48
270.25	6834.9	2352.0	1969.0	37674.5	63.88
271.84	6917.4	2368.0	1982.0	38094.5	64.28
273.43	7000.9	2384.0	1995.0	38516.5	64.68
275.02	7084.4	2400.0	2008.0	38940.5	65.08
276.61	7168.9	2416.0	2021.0	39366.5	65.48
278.20	7253.4	2432.0	2034.0	39794.5	65.88
279.79	7338.9	2448.0	2047.0	40224.5	66.28
281.38	7424.4	2464.0	2060.0	40656.5	66.68
282.97	7510.9	2480.0	2073.0	41090.5	67.08
284.56	7597.4	2496.0	2086.0	41526.5	67.48
286.15	7684.9	2512.0	2099.0	41964.5	67.88
287.74	7772.4	2528.0	2112.0	42404.5	68.

ANEXO C

Propiedades de abrazaderas para atado de cables

Tamaño grapa (pulg.)	Tamaño cable (pulg.)	No. mínimo de grapas	Cantidad de cable a doblar en pulgadas	* Torque en pies-lb
1/8	1/8	2	3-1/4	4.5
3/16	3/16	2	3-3/4	7.5
1/4	1/4	2	4-3/4	15
5/16	5/16	2	5-1/4	30
3/8	3/8	2	6-1/2	45
7/16	7/16	2	7	65
1/2	1/2	3	11-1/2	65
9/16	9/16	3	12	95
5/8	5/8	3	12	95
3/4	3/4	4	18	130
7/8	7/8	4	19	225
1	1	5	26	225
1-1/8	1-1/8	6	34	225
1-1/4	1-1/4	7	44	360
1-3/8	1-3/8	7	44	360
1-1/2	1-1/2	8	54	360
1-5/8	1-5/8	8	58	430
1-3/4	1-3/4	8	61	590
2	2	8	71	750
2-1/4	2-1/4	8	73	750
2-1/2	2-1/2	9	84	750
2-3/4	2-3/4	10	100	750
3	3	10	106	1200
3-1/2	3-1/2	12	149	1200
Si se utiliza una polea para doblar el cable, adicionar una grapa más. Ver figura 4.				
Si se utiliza un mayor número de grapas que las indicadas en las tablas, se debe incrementar proporcionalmente la longitud del cable que se dobla.				
*Los valores de torque se indican para cables limpios, secos y sin lubricación.				

Fuente: The Crosby Group LLC. 2013. Revista 2, GRAPAS CROSBY. p. 56.

Anexo D

Análisis físico, químico y bacteriológico del agua del nacimiento del río La Conquista.



LABORATORIO AMBIENTAL
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERO EN GESTIÓN AMBIENTAL
 Finca El Zapotillo, Zona 5, Municipio de Chiquimula, Chiquimula
 Tel. 78730300

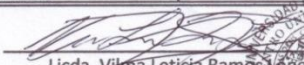


Referido por:	Manuel Humberto Santos Martínez	No. Muestra:	01
Identificación de la Muestra:	Río La Conquista	Fecha:	22/04/2013
Localización:	Quezaltepeque, Chiquimula		
Tipo de Fuente:	Río		
Uso de Agua:	Consumo Humano		
Telefono:			

ANÁLISIS DE FÍSICO-QUÍMICO DE AGUA				
PARAMETROS		RESULTADOS	Límite Máximo Aceptable	Límite Máximo Permisible
Turbidez	NTU	3.59	5	15
Conductividad	μS/cm	362	---	menor de 1,500
Temperatura*	°C	27.1	15 a 25	34
Sólidos Totales	mg/l	230	500	1000
Sólidos Disueltos Totales	mg/l	218.88	---	500
Oxígeno Disuelto	mg/l	7.19	8	4
Oxígeno Disuelto	% Sat.	110.8	---	80 a 100
pH	Unidades	7.33	7.0 a 7.5	6.5 a 8.5
Fosfatos	mg/l	0.900	0.5	1
Nitratos	mg/l	1.16	---	10
Nitritos	mg/l	0.1340	---	0.1
Sulfato	mg/l	16.00	100	250
Demanda Biológica de Oxígeno DBO5	mg/l	51.00	---	25
Dureza	mg/l CaCO3	202	100	500

* Temperatura: los resultados corresponden a la temperatura de la muestra en el laboratorio, no en el campo

ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO DE AGUA		
PARAMETROS	RESULTADOS	Valor de Referencia
COLIFORMES TOTALES	9.00 NMP/100 ml	3
ESCHERICHIA COLI	9.00 NMP/100 ml	3
COLIFORMES FECALIS	9.00 NMP/100 ml	3


 Licda. Vilma Leteja Ramos
 Responsable Laboratorio Ambiental

Los resultados de este informe son validos para la muestra como fue recibida en el laboratorio

Fuente: Laboratorio ambiental del Centro Universitario de Oriente.

